

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О. М. БЕКЕТОВА**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

для виконання курсового проекту

**РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ
БАЛОЧНОЇ КЛІТИНИ**

з дисципліни

«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»

*(для студентів 4 курсу заочної форми навчання
напрямку підготовки 6.060101 «Будівництво»
та слухачів другої вищої освіти спеціальності
7.06010101 «Промислове та цивільне будівництво»)*



**Харків
ХНУМГ
2013**

Методичні вказівки для виконання курсового проекту «Розрахунок і конструювання елементів балочної клітини» з дисципліни «Металеві конструкції» (для студентів 4 курсу заочної форми навчання напряму підготовки 6.060101 «Будівництво» та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010101 «Промислове та цивільне будівництво») / Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О.М. Бекетова; уклад.: О. І. Лугченко, В. Я. Жиляков, К. О. Рапіна. – Х.: ХНУМГ, 2013. – 89 с.

Укладачі: О. І. Лугченко,
В. Я. Жиляков
К. О. Рапіна

Рецензент: к.т.н., доц. В. А. Мазур

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 2 від 21.09.2012 р.

ВСТУП

Методичні вказівки для виконання курсового проекту з металевих конструкцій призначені для студентів 4 курсу заочної форми навчання напряму підготовки 6.060101 «Будівництво» та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.060101 «Промислове та цивільне будівництво». Їх мета спрямована на те, щоб студент на практиці оволодів навиками компонування, розрахунку і конструювання елементів балочної клітки, а також центрально-стиснутих колон робочих майданчиків.

Курсовий проект складається з розрахунково-пояснювальної записки і робочого креслення металевих конструкцій на аркуші формату А1.

У проекті потрібно:

1. Підібрати переріз допоміжної та головної балки.
2. Підібрати переріз центрально-стиснутої колони.

Обсяг роботи:

- пояснювальна записка на 15-20 стор.;
- робочі креслення металевих конструкцій стадії КМ.

На кресленні виконати:

1. Монтажний план балок перекриття.
2. Конструктивне креслення допоміжної балки.
3. Конструктивне креслення головної балки.
4. Конструктивне креслення колони.
5. Специфікацію елементів.

Вихідні дані для проектування беруть з методичних вказівок для самостійної роботи з дисципліни «Металеві конструкції» (для студентів 4 курсу заочної форми навчання напряму підготовки 6.060101 «Будівництво») за останніми цифрами номеру особистої залікової книжки студента.

1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО БАЛОЧНІ КЛІТИНИ

Система несучих балок що утворюють конструкцію перекриттів або робочих майданчиків, називається балочною кліткою. Залежно від розрахункового навантаження і розмірів у плані, балочні клітки можуть бути трьох типів: спрощені, нормальні й ускладнені (рис. 1). У практиці проектування широко розповсюджені два останні типи.

Крок балок настилу залежить від несучої спроможності настилу і коливається в межах 0,6-1,6 м для сталюого настилу і 1,5-3,0 м для

залізобетонного. При необхідності стальний настил підсилюють ребрами жорсткості.

Крок допоміжних балок повинен бути кратним довжині головної балки і прийматися в межах 2,0-5,0 м.

З'єднання балок між собою може бути поверховим, на одному рівні і пониженням (рис. 2). Відстань від нижнього поясу головної балки до верху настилу називається будівельною висотою балочної клітки.

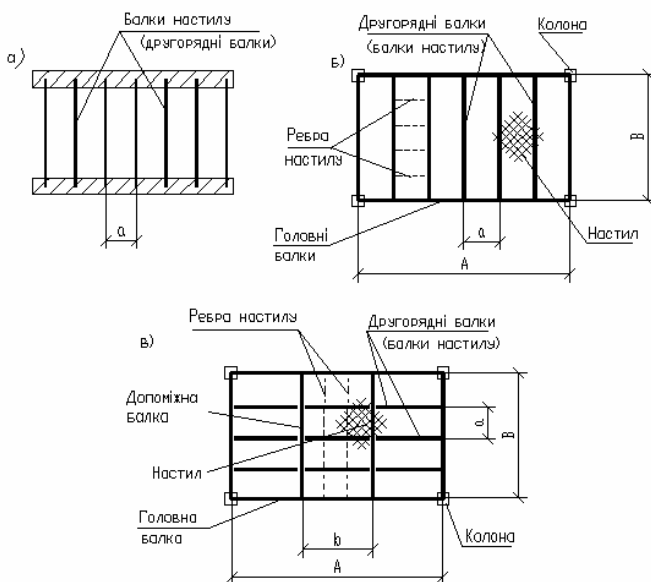


Рис. 1. Типи балочних кліток:

а – спрощена, б – нормальна, в – ускладнена

Вибір раціонального типу балочної клітки залежить від багатьох чинників, тому його виконують на основі порівняння декількох можливих варіантів конструктивних рішень. При цьому для зниження трудомісткості, намагаються мати якомога меншу кількість допоміжних балок і балок настилу, які проектують з прокатних профілів.

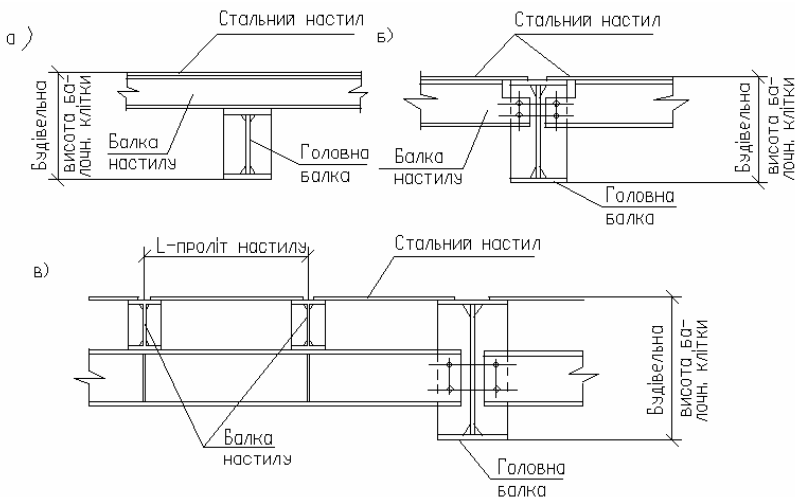


Рис. 2. З'єднання балок:

а – поверхове, б – на одному рівні, в – понижене

2. РОЗРАХУНОК НЕСУЧОГО НАСТИЛУ

Для несучого настилу балочних кліток застосовують плоскі сталеві листи або залізобетонні плити (розрахунок яких не входить в обсяг курсового проекту). За проліт настилу приймають відстань між гранями полиць суміжних балок (рис. 2, в).

Прийнято вважати, що при: $\frac{l_{\text{наст}}}{t_{\text{наст}}} \leq 50$ – жорсткий настил;

$\frac{l_{\text{наст}}}{t_{\text{наст}}} > 300$ – гнучкий настил.

Для сталевих настилів слід використовувати листи товщиною:

$t = 6-8$ мм при навантаженні $q \leq 10$ кН/м²;

$t = 8-10$ мм при навантаженні $q = 20$ кН/м²;

$t = 10-12$ мм при навантаженні $q = 21-30$ кН/м²;

$t = 12-14$ мм при навантаженні $q > 30$ кН/м².

Настил з балками з'єднують суцільними або переривчастими електрозварювальними швами. При навантаженні $q \leq 50$ кН/м² і гра-

ничному відносному прогоні $\left[\frac{f}{l} \right] \leq \frac{1}{150}$ міцність шарнірного кріплен-

ня сталюого настилу завжди буде забезпечена. Тому, за таких умов, його треба розрахувати тільки на жорсткість (прогин).

На практиці з розрахунку на жорсткість знаходять відношення прольоту настилу l_n до його товщини t_n за формулою:

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 \cdot q_n} \right) = \frac{4 \cdot 150}{15} \cdot \left(1 + \frac{72 \cdot 2,26 \cdot 10^4}{150^4 \cdot q_n} \right) = 40 \cdot \left(1 + \frac{1,6272}{506,25 \cdot q_n} \right),$$

де $n_0 = \left[\frac{l}{f} \right]$ – задане відношення прольоту настилу до його допустимого прогину (знаходять від нормативного $\frac{f}{l} = \left[\frac{1}{150} \right]$ для настилів);

q_n – нормативне навантаження на настил у кН/см^2 ;

$$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{2,06 \cdot 10^4}{1 - 0,3^2} = 2,26 \cdot 10^4, \text{ кН/см}^2,$$

де $\nu = 0,3$ – коефіцієнт Пуассона для сталі; E_1 – модуль пружності, коли поперечні деформації виникати не можуть.

Необхідне співвідношення $\frac{l_n}{t_n}$ можна також знайти користуючись графіком Лейтеса С.Д. (рис. 3).

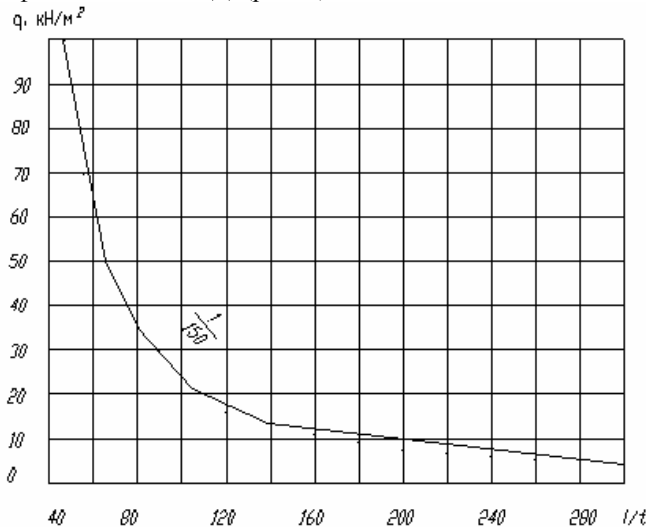


Рис. 3. Граничне навантаження на плоский настил із шарнірно-закріпленими кінцями

Знаючи величину співвідношення $\frac{l_n}{t_n}$, за величиною наванта-

ження q приймають відповідну товщину настилу t_n , а знаючи товщину настилу, із даного співвідношення знаходять допустимий проліт настилу l_n . Знайдений проліт настилу треба округлити до величини, що буде кратна довжині головної балки при нормальному типі балочної клітки або довжині допоміжної балки при ускладненому типі балочної клітки.

3. РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНИХ БАЛОК (БАЛОК НАСТИЛУ)

Найбільш раціональним перерізом для другорядних і допоміжних балок є прокатні балки двотаврового або швелерного профілю (див. табл. 2.3 і табл. 2.4 додатку).

Прокатну розрізну балку розраховують в такій послідовності:

- 1) визначають крок балок;
- 2) підраховують нормативні й розрахункові навантаження;
- 3) установлюють розрахункову схему балки (другорядна балка або балка настилу завантажена рівномірно розподіленим навантаженням і знаходять максимальний згинальний момент від розрахункових завантажень;
- 4) розраховують потрібний момент опору поперечного перерізу балки $W_{нл.}^{нл.}$ з урахуванням пластичної роботи матеріалу балки

$$W^{нл.} = C_{op.} \cdot W_{нп.}$$

для двотаврів і швелерів у першому наближенні (орієнтовано) $C_{op} = 1,12$ при вигині у площині стінки балки, а при вигині у площині, паралельній поясам балки (тобто із площини балки), $C_{op} = 1,2$.

5) за сортаментом прокатних балок (див. відповідні табл. додатку) вибирають профіль з моментом опору, найближчим до потрібного;

6) перевіряють міцність підбраного профілю балки з урахуванням розвитку пластичних деформацій при вигині в одній з головних площин (при дотичному напруженні $\tau \leq 0,9R_s$, крім опорних перерізів) за формулою:

$$\sigma = \frac{M}{C_1 W_{\min}} \leq R_y \gamma_c, \quad (1)$$

де M – максимальний згинальний момент в розрахунковому перерізі; W_{\min} – мінімальний момент опору нетто, R_y – розрахунковий опір сталі

вигину за межею текучості (табл.51) в [1]; $\gamma_c = 1,1$ – коефіцієнт умов роботи по табл. 6 п. 7 в [1]; R_s – розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 0,58R_y$; C_1 – коефіцієнт що враховує розвиток пластичних деформацій. При одночасній дії в перерізі моменту та поперечної сили Q , коефіцієнт C_1 слід визначати за формулами:

$$C_1 = C \quad \text{при} \quad \tau \leq 0,5R_s$$

$$C_1 = 1,05\beta C \quad \text{при} \quad 0,5R_s \leq \tau \leq 0,9R_s$$

де
$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}; \quad (2)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - \left(\frac{\tau}{R_s}\right)^2}{1 - \alpha \left(\frac{\tau}{R_s}\right)^2}}, \quad (3)$$

C – коефіцієнт, що приймають згідно з табл. 66 в [1] залежно від співвідношення площини полки A_f до площі стінки балки A_w ; t_w і h_w – відповідно товщина і висота стінки; α – коефіцієнт, що приймають для двотаврового профілю вигинаємого у площині стінки – 0,7; C_1 – коефіцієнт, що приймають не менше одиниці і не більше коефіцієнта C .

При наявності зон чистого вигину (при парній кількості балок настилу, що спираються на допоміжну балку), у формулі (1) замість коефіцієнта C_1 слід приймати коефіцієнт C_{1m} , який знаходять за формулою:

$$C_{1m} = 0,5(1 + C); \quad (4)$$

7) перевіряють міцність підбраного профілю на зріз залежно від типу з'єднання:

– поверхове обпирання балки або без зрізу поясів балки

$$\tau = \frac{QS}{I_x t_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (5)$$

– з'єднання в одному рівні із зрізом поясів і частково стінки

$$\tau = \frac{1,5Q}{h \cdot t_w} \leq R_s \gamma_c; \quad (6)$$

8) перевіряють жорсткість балки, для цього знаходять згідно з формулами будівельної механіки її відносний вигин від нормативних навантажень і порівнюють його з допустимим, рівним 1/200 довжини балки (див. табл. 19, розділ 10 СНиП 2.01.07-85);

9) визначають необхідність розрахунку другорядної балки на загальну стійкість. Перевірку виконують за формулою

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_6 W_{CT}} \leq R_y \gamma_c, \quad (7)$$

де W_{CT} – треба визначати для стиснутого поясу; φ_6 – коефіцієнт зниження розрахункового опору при згинно-крутильній формі втрати стійкості балок, який знаходять згідно з вимогами п. 5.15; 5.16; 5.20 і формулами додатку 7* в [1].

4. РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

4.1. Підбір поперечного перерізу складеної балки

Переріз складеної балки повинен задовольняти вимогам міцності, жорсткості, загальної і місцевої стійкості і одночасно бути, по можливості, більш економічним за витратою металу. Одним з найважливіших завдань при виборі перерізу складеної балки є знаходження її раціональної висоти

$$h = (1/8 - 1/12) L.$$

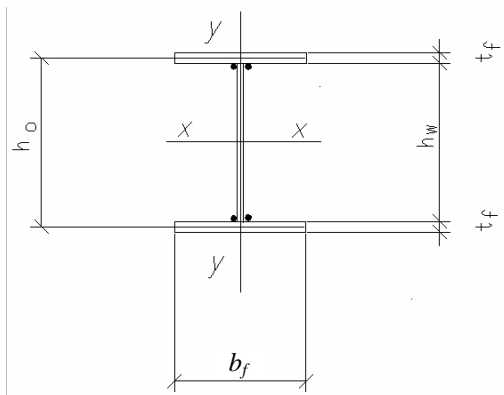


Рис. 4. Переріз складеної електровварювальної балки

Розрахунок складної балки проводять в такій послідовності:

1) Після прийняття розрахункової схеми балки, її завантаження та визначення зусиль Q_{\max} , M_{\max} , а також потрібного моменту опору $W_{\text{номр.}}$, компоновку перерізу балки починають із встановлення її висоти, яку знаходять за двома умовами: за жорсткістю h_{\min} та економічністю $h_{\text{онм.}}$.

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot R_y L^2 \sum q^H \cdot C_{op.}}{24 \cdot E [f] \sum q^p} = \frac{5}{24} \cdot \frac{C_{op.} R_y L^2}{24 \cdot E \frac{1}{400} L} \cdot \frac{\sum q^H}{\sum q^p}, \quad (8)$$

$$\text{де } [f] = \frac{1}{400} L;$$

$$h_{onm} = (1,15 \dots 1,2) \sqrt{\frac{W_{nomp.}}{t_w}}, \quad (9)$$

$$\text{де } W_{nomp.} = \frac{M_{\max}}{C_{op.} R_y \gamma_c}.$$

2) Товщину стінки знаходять попередньо за емпіричною формулою

$$T_{CT} = 7 + 3h_w \quad (10)$$

За умовами зрізу визначають мінімально допустиму товщину стінки

$$t_{w\min} = \frac{1,5Q}{hR_s}. \quad (11)$$

Остаточну товщину стінки приймають не менше $t_{w\min}$, закругляючи її до розміру (величини) відповідно сортаменту листової сталі за ГОСТ 82-70 і ГОСТ 19903–74. Із конструктивних міркувань $t_{w\min} \geq 6$ мм.

При необмеженій будівельній висоті балочної клітки (поверху) висота балки повинна бути трохи менша h_{onm} , але не нижча h_{\min} .

При визначенні висоти балки треба враховувати, що висота стінки h_w повинна бути узгоджена із шириною листів сортаменту (за ГОСТ 82-70 і ГОСТ 19903 – 74), або загальна висота балки має бути кратною модулю 100.

3) Після встановлення висоти балки і товщини її стінки переходять до компоновки поясів. За відомим значенням потрібного моменту опору W_x^{nomp} усього перерізу і висоти балки h знаходять орієнтовно площу A_f кожного з поясів балки симетричного перерізу за формулою:

$$\text{при } h > h_{onm}. \quad A_f = \frac{3}{4} \cdot \frac{W_{mp}}{h_0}, \quad (12)$$

$$\text{при } h < h_{onm}. \quad A_f = \frac{W_{mp}}{h_0} - \frac{t_w \cdot h_0}{6}, \quad (13)$$

де h_0 – розрахункова висота балки.

При цьому ширину поясного листа визначають у межах $b_f = (1/5 - 1/3) h$ за умови загальної стійкості балки. Із технологічних міркувань (для зручності автоматичного зварювання) $b_{f \min} \geq 180$ мм.

Знаючи площу пояса і його ширину, визначають потрібну товщину:

$$t_f = \frac{A_f}{b_f}.$$

Товщину поясного листа t_f звичайно визначають у межах 8-40 мм (але не менше товщини стінки $t_f \geq t_w$). Щоб уникнути великих обсаджувальних напружень електрозварювання, рекомендується витримувати співвідношення: $t_f \leq (2 \div 3)t_w$.

4) Місцева стійкість стислого поясного листа вважається до-триманою, якщо відношення розрахункової ширини його звісу b_h до товщини t_f не перебільшує таких значень згідно з вимогами п. 7,24 і формулами табл. 30 в [1]:

а) у пружній стадії роботи металу

$$\frac{b_h}{t_f} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (14)$$

б) у пружно-пластичній стадії роботи металу (або з урахуванням розвитку пластичних деформацій)

$$\frac{b_h}{t_f} = 0,11 \frac{h_0}{t_w} \quad \text{але не більше} \quad 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (15)$$

де h_0 – розрахункова висота балки,

$$b_h = \frac{b_f - t_w}{2} - \text{звіс полки балки.} \quad (16)$$

5) Далі визначають геометричні характеристики прийнятого перерізу балки і перевіряють її несучу здатність (за нормальними і дотичними напруженнями), а також деформативність (жорсткість):

- момент інерції відносно осі X

$$I_x = I_w + 2 \cdot I_f = \frac{t_w \cdot h_w^2}{12} + 2 \cdot (t_f \cdot b_f) \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right), \quad (17)$$

- момент опору відносно осі X

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{2I_x}{h}, \quad (18)$$

- нормальні напруження із урахуванням розвитку пластичних деформацій за максимальним моментом $M_{x \max}$ (див. формулу (1)):

$$\sigma_x = \frac{M_{x \max}}{C_1 W_x} \leq R_y \gamma_c,$$

- дотичні напруження в опорному перерізі за максимальною поперечною силою:

$$\tau = \frac{1,5 Q_{\max}}{t_w h_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (19)$$

- жорсткість за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{M \cdot l}{k \cdot 10 E \cdot I_x} \leq \frac{1}{400}, \quad (20)$$

де $k \approx 1,15$ – коефіцієнт співвідношення розрахункового навантаження до нормального q_x / q^n , який дає змогу раніше знайдений момент від розрахункових навантажень перевести в момент від нормативних навантажень.

4.2. Зміна поперечного перерізу складеної балки за довжиною

Переріз розрізної складеної балки, підібраної за M_{\max} , можна зменшити у місцях пониження моментів, що як відомо, спадають в міру віддалення від середини до її опор. Кожна зміна перерізу дає економію сталі, але в той же час збільшує трудомісткість виготовлення балки. Тому вона економічно вигідна тільки для балок довжиною 10 м. і більше.

Місце зміни перерізу поясів однопрольотної електрозварювальної балки знаходиться на відстані $x = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{5} \right) L$ від опори. Діючий в цьому місці момент можна знайти графічно за епюрою моментів (див. рис. 5) або за формулами:

- при рівномірно-розподіленому завантаженні

$$M^* = \frac{q \cdot l}{2} - \frac{q \cdot x^2}{2} = \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2}, \quad (21)$$

- при завантаженому зосередженими силами

$$M^* = V \cdot x - \sum P_{ix} \cdot l_{ix}. \quad (21a)$$

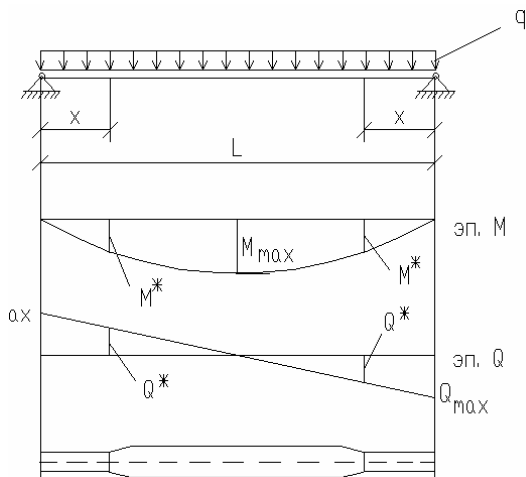


Рис. 5. Місця зміни перерізу поясів головної балки

З'єднання поясних листів різної ширини виконують за допомогою прямого стикового шва, який при ручному зварюванні і без фізичних методів контролю якості є нерівномічним основному металу. Тому опір стикового з'єднання $R_{wy} = 0,85R_y$.

Крім цього слід відзначити, що у балках зі змінним перерізом за довжиною, розвиток пластичних деформацій слід враховувати тільки в одному перерізі, з найбільш несприятливим сполученням (поєднанням) M та Q . В інших перерізах розвиток пластичних деформацій не допускається.

Розрахунки проводять у такій послідовності:

1) Знаходять у перерізі «X» значення M^* та Q^* ,

2) Визначають потрібний момент опору в місці зміни перерізу балки:

$$W_{nomp}^* = \frac{M^*}{R_{wy} \gamma_c}, \quad (22)$$

3) Потрібну площу кожного з поясів зміненого перерізу орієнтовно знаходять за формулою:

$$A_{f,nomp}^x \approx \frac{W_{nomp}^*}{h} - \frac{t_w \cdot h_w}{6}, \quad (23)$$

4) Залишаючи товщину поясних листів t_f постійною, знаходимо нову їх ширину

$$b_f^* = \frac{A_{f,nomp}^x}{t_f} \geq 180 \text{ мм.} \quad (24)$$

Крім цього, нова ширина пояса не повинна бути менша однієї десятої висоти балки ($0,1h$) і половини ширини пояса до зміни перерізу ($0,5b_n$), а також має бути узгоджена із шириною листів сортаменту.

Якщо ширина b_f^* значно менша 180 мм, конструктивно приймають $b_f^* = 180$ мм і за відповідним їй моментом опору W^* знаходять місце зміни перерізу, тобто відстань від опори до цього перерізу, а також нове значення M^* і Q^* .

5) У місцях зміни перерізу на рівні поясних швів перевіряють приведені напруження за формулами:

а) при примиканні балок настилу (або другорядних балок) в одному рівні $\rightarrow \sigma_{loc} = 0$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{x,1}^{*2} + 3\tau_{xy,1}^{*2}} \leq 1,15R_y\gamma_c \quad (25)$$

б) при наявності місцевого навантаження на верхньому поясі балки $\rightarrow \tau_{loc} \neq 0$ і відсутності ребер жорсткості (поверхове обпирання (з'єднання) другорядних балок

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{x,1}^{*2} - \sigma_{x,1}^* \cdot \sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau_{xy,1}^{*2}} \leq 1,15R_y\gamma_c. \quad (26)$$

У формулах (25),(26):

$$\sigma_{x,1}^* \frac{M^* \cdot h_w}{2I_x^*} = \frac{M^*}{W_{x,1}^*}; \quad (27)$$

$$\tau_{xy}^* = \frac{Q_1^* \cdot S_f^*}{I_x^* \cdot t_w}; \quad (28)$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w \cdot l_{ef}}. \quad (29)$$

де $I_x^*, W_{x,1}^*$ та S_x^* – відповідно момент інерції, момент опору і статичний момент пояса балки зміненого перерізу відносно нейтральної осі X ; F – опорна реакція балки настилу (другорядної балки); l_{ef} – умовна довжина розподілу місцевого тиску, яку визначають $l_{ef} = b_f + 2t_f$ (див. рис. 6)

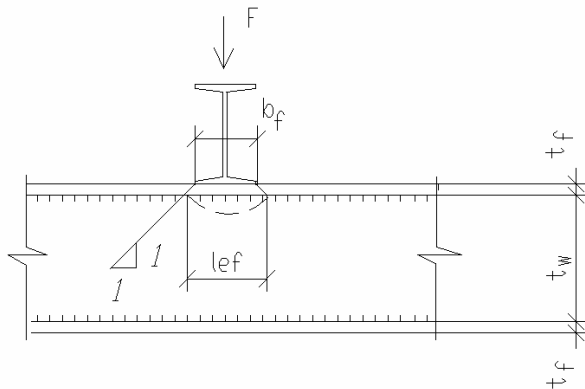


Рис. 6. Схема для знаходження довжини розподілу місцевого навантаження на стінку балки

4.3. Розрахунок поясних швів балки

1) Для розрахунку поясних швів знаходять зсувну силу на 1 см довжини балки:

$$T = \frac{Q_{\max} S_f^*}{I_x^*}, \quad (30)$$

де Q_{\max} – максимальна поперечна сила в опорному перерізі.

2) Знаходять товщину поясних швів, які виконуються автоматичною зваркою, за умови зрізу по двох перерізах:

а) по металу шва

$$\frac{T}{2\beta_f k_f} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (31)$$

звідки

$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}, \quad (32)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\frac{T}{2\beta_z k_f} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (33)$$

звідки

$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}, \quad (34)$$

де k_f – катет кутового шва, величину якого приймають не менше величин, зазначених в табл. 38 [1]; β_f та β_z коефіцієнти проплавлення для розрахунку кутового шва відповідно по металу шва і по металу на межі сплавлення. Величину цих коефіцієнтів приймають згідно з п. 11.2 і табл. 34 в [1], для сталей з межею текучості до 58 кН/см² при автоматичному зварюванні їх приймають $\beta_f = 1,1$ та $\beta_z = 1,15$; γ_{wf} , γ_{wz} і γ_c – коефіцієнти умов роботи відповідно шва і конструкції, приймають рівними одиниці (див. п. 11.2 в [1]); R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів умовному зрізу по металу шва згідно з табл. 56 в [1]; $R_{wz} = 0,45R_u$ – розрахунковий опір кутових швів умовному зрізу по металу на межі сплавлення; R_u – розрахунковий опір сталі розтягу, стику, вигину за тимчасовим опором згідно з табл. 51 в [1].

4.4. Перевірка місцевої стійкості стінки складеної балки

Ця перевірка повинна виконуватись згідно з вимогами відповідних пунктів розділу 7 в [1].

Так, згідно з п. 7.3, стійкість стінок балок не треба перевіряти, якщо виконана умова по приведених напруженнях формули (26), а також умовна гнучкість стінки

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (35)$$

не перевищує значень: 3,5 – при відсутності місцевих напружень у балках з двосторонніми поясними швами; 3,2 – те саме у балках з односторонніми поясними швами; 2,5 – при присутності місцевого напруження у балках із двосторонніми поясними швами, де h_{ef} – розрахункова висота стінки.

Стінку балок потрібно підсилювати поперечними ребрами жорсткості, якщо значення умовної гнучкості стінки балки $\overline{\lambda}_w > 3,2$ за відсутності рухомого навантаження. Відстань між основними поперечними ребрами не повинна перевищувати $a \leq 2h_{ef}$ при $\overline{\lambda}_w > 3,2$ та $a \leq 2,5h_{ef}$ при $\overline{\lambda}_w \leq 3,2$.

Ширину ребра приймають не менше

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм}, \quad (36)$$

а товщину ребра –
$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} . \quad (37)$$

Розрахунок на стійкість стінок балок симетричного перерізу, підсилених тільки поперечними основними ребрами жорсткості, при відсутності місцевих напружень ($\sigma_{loc} = 0$) і умовній гнучкості $\overline{\lambda}_w \leq 6$ слід згідно з п.7.4, виконувати за формулою:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c , \quad (38)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи, приймають за табл. 6 в [1]

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} R_y}{\lambda_{cr}^2} , \quad (39)$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2} . \quad (40)$$

У формулі (40) коефіцієнт C_{cr} слід приймати за табл. 21 в [1] залежно від значення коефіцієнта

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 , \quad (41)$$

де b_f і t_f – відповідно ширина і товщина стиснутого пояса балки; $\beta = 0,8$ – коефіцієнт, приймають за табл. 22 в [1];

У формулі (40) $R_s = 0,58 R_y$ – розрахунковий опір зрізу;

$$\overline{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} , \quad (42)$$

де d – менша із сторін пластинки (h_{ef} або a); μ – співвідношення більшої сторони пластинки до меншої.

Розрахунок на стійкість стінок балок симетричного перерізу, підсилених тільки поперечними основними ребрами жорсткості, при наявності місцевого напруження ($\sigma_{loc} \neq 0$) слід виконувати за формулою

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{er}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.cz}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c . \quad (43)$$

Всі значення величин у цій формулі слід приймати згідно з п. 7.6 в [1].

При виконанні курсової роботи парні поперечні ребра треба встановлювати в місцях примикання або опирання балон настилу. У цьому разі слід вважати $\sigma_{loc} = 0$ і робити перевірку за формулою (38).

4.5. Розрахунок опорного ребра балки

При шарнірному обпиранні головної балки на верх колони передача реакції відбувається через опорне ребро, яке приварюють до торця балки по периметру прилягання (рис. 7).

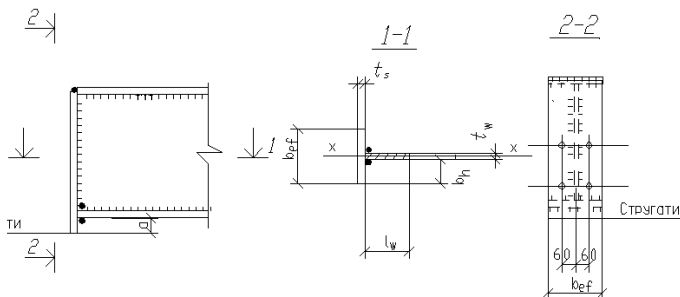


Рис. 7. Розрахункова схема

Розміри опорного ребра визначають з розрахунку на зминання його торця:

$$A_{nomp}^h = \frac{V_{z.б.}}{R_p} \quad (44)$$

де R_p – розрахунковий опір торцевої поверхні за табл. 52 в [1].

Конструктивно задаються шириною ребра $b_{ef} = b_{кон.}$ і лише після цього знаходять його товщину:

$$t_s \geq \frac{A_{nomp}^h}{b_{ef}}. \quad (45)$$

Крім цього, виконують перевірку опорного відрізка балки на стійкість з площини балки як умовно-опорного стержня, що містить у площі розрахункового перерізу A_{ef} опорне ребро і частину стінки балки:

$$A_{ef} = A_h + A_w = b_{ef} \cdot t_s + t_w \cdot 0,65 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (46)$$

Цей відрізок балки розраховують на стиск, як стержень із розрахунковою довжиною, рівною висоті стінки балки:

$$\sigma = \frac{V_{\text{з.б.}}}{A_{\text{ef}} \varphi} \leq R_y \gamma_c, \quad (47)$$

де φ – коефіцієнт поздовжнього вигину, який приймають за табл. 72 в [1] залежно від величини гнучкості λ .

Розрахунок швів якими приєднують опорне ребро до стінки балки $l_w = h_w - 2$:

а) по металу шва

$$k_f \geq \frac{V_{\text{з.б.}}}{2\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}; \quad (48)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$k_f \geq \frac{V_{\text{з.б.}}}{2\beta_z \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c}. \quad (49)$$

Значення величин $\beta_f, \beta_z, R_{wf}, R_{wz}, \gamma_c, \gamma_{wf}$ і γ_{wz} – ті самі, що й у формулах (32) і (34). Слід відзначити, що при ручному зварюванні, згідно з табл.34 в [1] – $\beta_f = 0,7$, а $\beta_z = 1$.

Після визначення k_f порівнюють його величину із значеннями відповідних мінімальних катетів за табл. 38 в [1] і приймають більше із знайдених.

4.6. Розрахунок з'єднання другорядних балок (балок настилу) з головними балками

З'єднання балок настилу з головними балками в балочних клітках нормального типу виконують або поверховим, або в одному рівні (рис. 2).

З усіх варіантів з'єднань поверхове обпирання є найпростішим, але воно через можливість вигину пояса головної балки може передавати лише невеликі реакції. Таке обпирання можна підсилити, поставивши під балку настилу ребро жорсткості і тим самим запобігти місцевому вигину верхнього поясу головної балки. При поверховому спиранні другорядних балок вузол з'єднання вирішують конструктивно (рис. 8).

При з'єднанні в одному рівні балки настилу кріплять до спеціальних поперечних ребер жорсткості головної балки (рис. 9).

Розрахунок з'єднання балок зводиться до визначення розмірів накладок, ребер, зварювальних швів або кількості болтів, працюючих на зріз, які прикріплюють балки одну до одної.

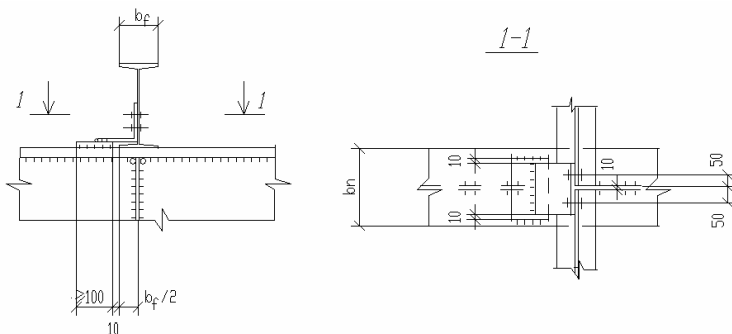


Рис. 8. Конструктивне рішення поверхового опирання балок

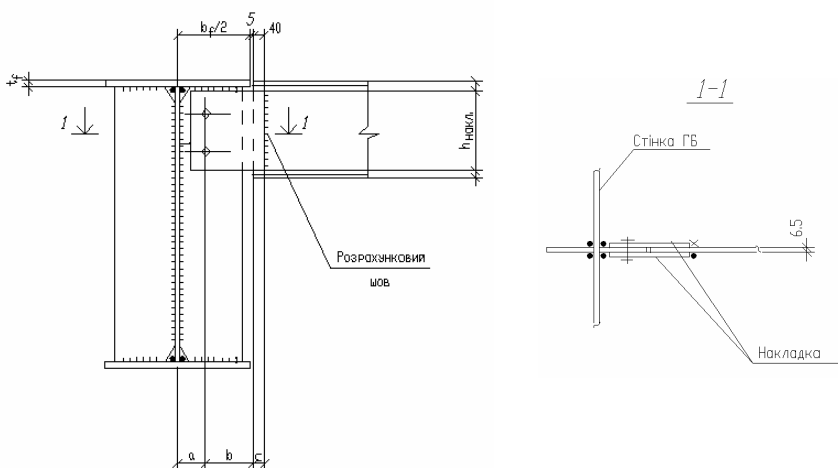


Рис. 9. Конструктивне рішення одного з можливих варіантів з'єднання балок в одному рівні

Розрахунковою силою є опорна реакція балки настилу, яку збільшують на 20%. При цьому, як правило, товщину ребер і накладок приймають не менше товщини стінки другорядної балки.

Розрахунки виконують в такій послідовності:

1) Перевірку міцності конструктивно прийнятих накладок виконують по формулі

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15R_y\gamma_c, \quad (50)$$

де

$$\sigma = \frac{M_{\text{накл}}^{\text{max}}}{W_{\text{накл}}} \leq R_y \gamma_c, \quad (51)$$

$$\tau = \frac{1,2V_{\text{б.н.}}}{\sum A_{\text{накл}}} \leq R_y \gamma_c, \quad (52)$$

$$M_{\text{накл}}^{\text{max}} = 1,2V_{\text{б.н.}} \cdot (b + c), \quad (53)$$

$$W_{\text{накл}} = \frac{\sum t_{\text{накл}} \cdot h_{\text{накл}}^2}{6}, \quad (54)$$

$$\sum A_{\text{накл}} = h_{\text{накл}} \cdot \sum t_{\text{накл}}, \quad (55)$$

γ_c – коефіцієнт умов роботи табл. 6 в [1].

Якщо умова формули не виконується, то змінюють товщину накладок.

2) Розрахунок швів, що прикріплюють накладки до стінки балки настилу.

Такі шви, як правило, виконують ручною зваркою і катет шва k_f призначають у межах від мінімально допустимого (який приймають по табл.38 в [1]) до максимально можливого $k_f = 1,2t_{\text{min}}$ (де t_{min} менша з товщин зварювальних листів).

Напруження у швах від розрахункової сили $V_{\text{б.н.}}$:

а) по металу шва

$$\tau_f = \frac{1,2V_{\text{б.н.}}}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w}, \quad (56)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\tau_z = \frac{1,2V_{\text{б.н.}}}{2\beta_z \cdot k_w \cdot l_w}. \quad (57)$$

Опорна реакція відносно центру тяжіння шва створює згинальний момент

$$M = 1,2V_{\text{б.н.}} \cdot (b + c). \quad (58)$$

Напруження у швах від дії згинального моменту:

а) по металу шва

$$\sigma_f = \frac{M}{W_f} = \frac{6M}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}, \quad (59)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\sigma_z = \frac{M}{W_z} = \frac{6M}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2}. \quad (60)$$

Перевірку міцності швів виконують за формулами:

а) по металу шва

$$\sigma_{f_{\text{равн.}}} = \sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c ; \quad (61)$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\sigma_{z_{\text{равн.}}} = \sqrt{\sigma_z^2 + \tau_z^2} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c . \quad (62)$$

3) Розрахунок болтів, що прикріплюють накладки до ребра головної балки. Для проведення розрахунку задаються класом і діаметром болтів.

Розрахункове зусилля N_b , яке може бути сприйняте одним болтом у з'єднанні:

а) з умови зрізу

$$N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s , \quad (63)$$

де R_{bs} – розрахунковий опір зрізу болтів (за табл. 58 в [1]); $\gamma_b = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи з'єднання (за табл. 35 в[1]); A – розрахункова площа перерізу болта; $n_s = 2$ – число площин зрізу;

б) із умови змину

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{\min} , \quad (64)$$

де R_{bp} – розрахунковий опір змину елементів, з'єднаних болтами (за табл.59 в [1]); d - діаметр стержня болта; $\sum t_{\min}$ – найменша сумарна товщина елементів, стиснутих в одному напрямі.

Кількість болтів у з'єднанні знаходять за формулою

$$n \geq \frac{V_{б.н.}}{N_{b \min} \cdot \gamma_c} . \quad (65)$$

Слід відзначити, що болти потрібно розташовувати відповідно до вимог табл. 39 в [1].

5. КОЛОНИ

5.1. Призначення колон

Колони, як і балки, – найбільш поширені конструкції. Вони призначені для підтримання елементів робочих майданчиків, перекрить, покрівель, трубопроводів, естакад, шляхопроводів тощо. Навантаженням для колон є опорні реакції конструкцій, що на них спираються. Далі ці зусилля найчастіше передаються на фундаменти або, в окремих випадках, на нижче розміщені конструкції.

Колона складається з трьох елементів:

оголовника – конструктивного елемента, на який безпосередньо передаються опорні реакції конструкцій, що спираються на колону;

бази – елемента, який передає зусилля колони на бетон фундаменту;

стержня – основного конструктивного елемента, який передає навантаження з оголовника на базу.

Матеріалом металевих колон найчастіше є сталь. У минулому були поширені чавунні колони. Але маса таких колон велика. Окрім цього, з'єднання чавунних колон з іншими конструкціями складне. Алюмінієві сплави застосовують рідко через високу вартість матеріалу і низьку загальну та місцеву стійкість. За конструкцією колони можуть бути суцільного перерізу та наскрізні.

5.2. Суцільні колони

Найдешевшими є колони з прокатних широко-полічкових двотаврів (рис. 10,а), ширина перерізу яких наближена до висоти. Звичайні двотаври не вигідні, тому що мала ширина перерізу спричинює їх низьку стійкість у площині, паралельній полицкам.

При великих навантаженнях (5000 кН і більше) доцільні складені суцільні перерізи. Найпростіші й економічніші зварні двотаври (рис. 10,б), які виготовляють на потокових високомеханізованих та автоматизованих лініях.

Менш економічно вигідними за витратами металу, але простішими у виготовленні (особливо в умовах будівельного майданчика) є колони з прокатних профілів (рис. 10, в). Але через обмеженість сортаменту вони мають відносно невелику несучу здатність. З прокатних профілів можуть компонуватися як відкриті, так і замкнені перерізи. Колони замкненого перерізу мають кращий зовнішній вигляд і близьку чи рівну загальну стійкість у всіх напрямках. Але їхні внутрішні поверхні недоступні для огляду і захисту від корозії. Тому при підвищеній агресивності зовнішнього середовища внутрішній об'єм таких колон треба герметизувати, що найпростіше виконати у колонах з труб (рис. 10, г), але приєднання до них інших конструкцій є складним.

При великих навантаженнях і малих розрахункових довжинах і розмірах перерізу (наприклад, колони багатоповерхових висотних будівель) застосовують суцільні прямокутні перерізи, набрані з окремих листів, зварених між собою (рис. 10,д).

Легкі колони під невеликі навантаження можуть бути виконані з гнутих профілів (рис. 10,є).

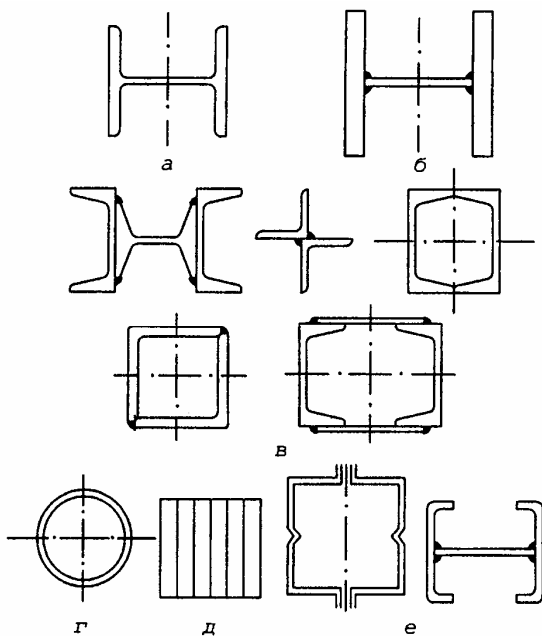


Рис. 10. Поширені типи перерізів суцільних колон

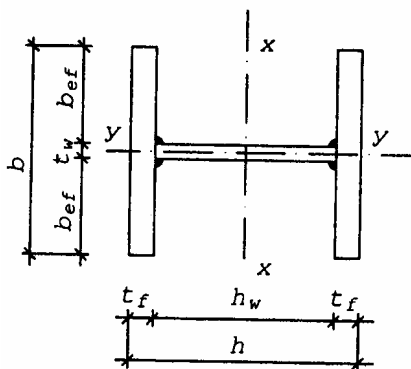


Рис. 11. Розрахунковий переріз двотаврової колони

Добираючи суцільний переріз колони, навантаженої осовою силою N , у першу чергу визначають потрібну площу:

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (66)$$

Для знаходження коефіцієнта поздовжнього згину φ попередньо задаються гнучкістю λ . Як свідчить досвід проектування, у першому наближенні доцільно приймати $\lambda = 50 \dots 100$ (що більше навантаження, то меншу гнучкість обирають).

Крім площі, обчислюють також потрібні радіуси інерції перерізу:

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda}; \quad i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda}, \quad (67)$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ – розрахункові довжини колони у площинах, перпендикулярних до осей x і y .

Значення l_{ef} обчислюють за формулами:

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x; \quad l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y, \quad (68)$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ – геометричні довжини колони або її ділянок між точками закріплення конструкціями перекриття, покрівлі або між зв'язками у відповідних площинах; μ_x, μ_y – коефіцієнти зведення довжини, які приймають залежно від способу закріплення колони у відповідних площинах.

Найчастіше колону приймають защемленою у фундаменті та шарнірно з'єднаною з конструкціями перекриття. При шарнірному кріпленні обох кінців передбачають зв'язки, які забезпечували б незмінність положення колони.

Знаючи потрібні значення площі та радіусів інерції перерізу, за сортаментом знаходять номер прокатного широкополічкового двотавра чи іншого профілю. Коли ж наявні у сортаменті профілі недостатні, переходять до складених перерізів. При цьому додатково обчислюють найменші значення генеральних розмірів перерізу (рис. 11):

$$h = \frac{i_x}{\alpha_1}; \quad h = \frac{i_y}{\alpha_2} \quad (69)$$

де коефіцієнти α_1 і α_2 відображають залежність між радіусами інерції та відповідними йому генеральними розмірами перерізу.

Значення коефіцієнтів α_1 і α_2 кожного з видів перерізу змінюються у відносно вузьких межах. Так, для найпоширенішого двотаврового перерізу можна приймати $\alpha_1 = 0,43$, $\alpha_2 = 0,24$; для труб $\alpha_1 =$

$= \alpha_2 = 0,35$. Для інших профілів ці коефіцієнти приймають згідно з довідковою літературою.

За отриманими величинами A , b і h komponують переріз. Для складеного двутаврового та подібних до нього перерізів з міркувань забезпечення технологічності з'єднань приймають $h = b$ за більшою з величин.

Розміри окремих елементів перерізу b_{ef}, t_f, h_w, t_w (рис. 11) остаточно приймають згідно з сортаментом такими, щоб забезпечити вимоги щодо місцевої стійкості. При $\bar{\lambda} = (0,8...4)$

для полицки

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad (70)$$

для стінки

$$\frac{h_w}{t_w} \leq (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (71)$$

але

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2,9 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (72)$$

де $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – зведена гнучкість; інші позначки згідно з рис. 5.25.

При інших значеннях $\bar{\lambda}$ див. нормативні документи (СНиП П-23-81*). Компонуючи переріз, доцільно основну масу металу зосереджувати у полицках. Це поліпшує загальну стійкість колони.

Запроектувавши переріз, перевіряють його з урахуванням фактичних геометричних характеристик A , i_x , i_y та гнучкостей λ_x , λ_y .

Перевірка загальної стійкості описується формулою

$$\frac{N}{A} \leq \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (73)$$

де φ менше зі значень φ_x чи φ_y , отриманих відповідно за λ_x чи λ_y .

За наявності у перерізі значних ослаблень перевіряють також міцність колони:

$$\frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (74)$$

Коли ж умови не задовольняються, переріз збільшують. Доцільно збільшувати генеральні розміри перерізу. Порівняно з нарощуванням товщини полицок і стінки при незмінних основних розмірах це сприяє економії металу.

Значні запаси стійкості (73) та міцності (74) свідчать про перевитрати металу і потребу зменшити переріз. Будь-яка зміна перерізу повинна завершуватися перевіркою його міцності та стійкості.

Розміри поясних швів приймають конструктивно найменшими з умови зварюваності. У колоні, яка працює на центральний стиск, усі частини перерізу напружені рівномірно і зусилля зсуву між окремими частинами перерізу відсутні. Невеликі зусилля зсуву з'являються при випадкових ексцентриситетах прикладення осьової сили, деякій непрямолинійності осі колони, незначних поперечних навантаженнях. Саме тому поясні шви і приймають якнайменшими.

Рекомендуються односторонні шви. Лише у місцях приєднання балок, розпірок та інших елементів у зоні передачі зусиль передбачають двосторонні шви, які виступають за контур прикріплюваного елемента на $30 k_f$ з обох боків.

Гнучкі стінки $\frac{h_w}{t_w} > 2,2$ необхідно підкріплювати поперечними

ребрами, розміщеними на відстані, не меншій за $2,5 h$ одне від одного. В усіх випадках незалежно від гнучкості стінки в третинах висоти колони чи її окремого відправного елемента конструктивно встановлюють ребра, що підвищують жорсткість колони проти випадкового скручування під час виготовлення, транспортування чи монтажу.

При використанні тонких широких полицок доцільно робити відгини, які є поздовжніми ребрами жорсткості і забезпечують місцеву стійкість полицок (див. рис. 10,є).

5.3. Наскрізнi колони

Стержень наскрізної колони складається з окремих гілок, з'єднаних між собою за допомогою планок чи решіток (рис. 12). Використовують такі колони при відносно невеликих навантаженнях (до 5000...6000 кН) і значній висоті, коли вимоги до жорсткості високі. Порівняно з суцільними вони вимагають більших витрат праці на виготовлення.

Прозір між вітками приймають, виходячи з умови стійкості, але не меншим за 100...150 мм, щоб забезпечити вільний доступ до внут-

рішніх поверхонь для їхнього очищення і нанесення антикорозійних захисних покриттів.

Спільна робота окремих гілок перерізу забезпечується решітками чи планками. Схему ґраток найчастіше приймають трикутною чи трикутною з проміжними стояками. Широко використовують і безрозкісне рішення у вигляді планок. З'єднання з допомогою решіток має більшу жорсткість, але трудомісткіше у виконанні. Безрозкісне з'єднання планками простіше у виготовленні і естетичніше. Воно найчастіше використовується у відносно невеликих колонах із зусиллями до 2000...3000 кН і незначною висотою. Розкісні решітки стають вигіднішими при великих відстанях між вітками колони $b \geq 800...1000$ мм (див. рис. 12), коли планки дуже громіздкі.

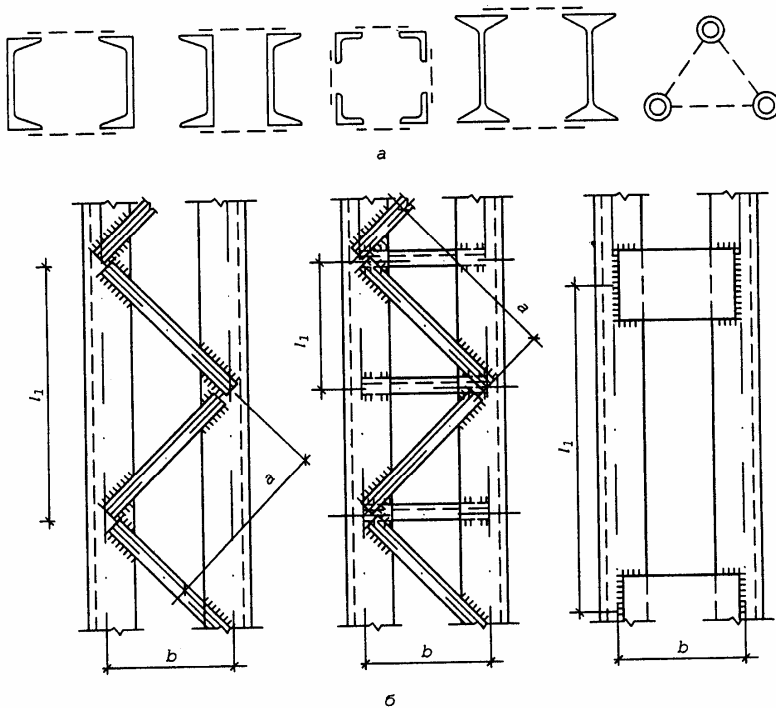


Рис. 12. Найпоширеніші види стержнів наскрізних колон:
а –поперечні перерізи; б – види збоку

Для підвищення жорсткості колон на скручування від випадкових дій і впливів при виготовленні та під час монтажу і збереження

незмінності контуру у наскрізних колонах передбачають діафрагми через 3...4 м по висоті.

Відносно матеріальної осі $x-x$ переріз розглядають як суцільний. На гнучкість стержня перпендикулярно до вільної осі $y-y$ значно впливає деформативність з'єднувальних елементів – планок чи решіток. Добір перерізу наскрізної колони починають з умови забезпечення стійкості відносно матеріальної осі. Виконують його аналогічно суцільним перерізам з використанням формул (66) – (74).

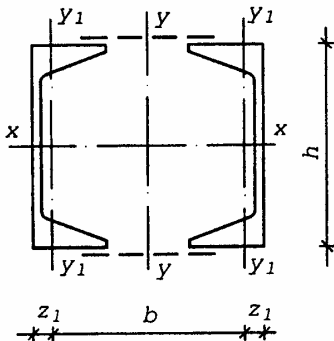


Рис. 13. Розрахунковий переріз наскрізної колони

Користуючись, як і у випадку суцільної колони, коефіцієнтом зв'язку між шириною та радіусом інерції перерізу α_2 , записуємо

$$b = \frac{i_y}{\alpha_2}, \quad (76)$$

де $\alpha_2 = 0,44$ для перерізу, зображеного на рис. 13. Для інших типів перерізу значення α_2 приймають згідно з довідковою літературою (наприклад, для перерізу зі швелерів, але поличками назовні (див. рис. 12) це значення становить $\alpha_2 = 0,6$.

Перевірку стійкості наскрізних колон відносно вільної осі виконують за умовною зведеною гнучкістю:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (77)$$

де λ_{ef} – зведена гнучкість наскрізного перерізу.

У стержнів з перерізом, що розглядається (рис. 13), значення зведеної гнучкості обчислюють:

для колон з решітками

Відстань між гілками визначають, виходячи з умови рівної стійкості стержня колони відносно обох осей (рис. 13). Приймавши в першому наближенні $\lambda_y = \lambda_x$ і знаючи λ_x , можемо обчислити потрібне значення радіуса інерції перерізу відносно осі y :

$$i_x = \frac{\lambda_y}{l_{ef,y}}. \quad (75)$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}} ; \quad (78)$$

для колон з планками

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \lambda_1^2 (1+n)} \quad \text{при } n > 0,2, \quad (79)$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad \text{при } n \leq 0,2, \quad (80)$$

де λ_y – гнучкість усього стержня відносно осі у-у, обчислена, як для суцільного перерізу; $\alpha = 10 \cdot \frac{a^3}{b^2 \cdot l_1}$ – коефіцієнт, що враховує кут розміщення розкосів (див. рис. 5.26, б); A – площа перерізу всього стержня; A_{d1} – площа перерізу одного розкосу; $\lambda_1 = \frac{l_1}{i_{y1}}$ – гнучкість окремої вітки на довжині l_1 відносно осі $y_1 - y_1$ (див. рис. 13); i_{y1} – радіус інерції перерізу вітки відносно осі $y_1 - y_1$; $n = \frac{I_b \cdot b}{I_s \cdot l_1}$ – коефіцієнт, який враховує співвідношення між погонною жорсткістю окремої вітки $\frac{I_{b1}}{l_1}$ та планки $\frac{I_s}{b}$; I_{b1} – момент інерції перерізу гілки відносно осі $y_1 - y_1$, I_s – момент інерції перерізу однієї планки відносно центральної горизонтальної осі. Гнучкість інших типів перерізів обчислюють за рекомендаціями нормативних документів.

Для забезпечення стійкості окремої вітки треба, щоб її гнучкість λ_1 не перевищувала гнучкості всього стержня. Найчастіше приймають

$$\lambda_1 \leq 40. \quad (81)$$

За величиною λ_1 приймають крок вузлів решіток чи планок.

Оскільки поперечна сила у центрово-стисненій колоні відсутня, то гратки і планки розраховують на дію умовної поперечної сили:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi}, \quad (82)$$

де φ – коефіцієнт поздовжнього згину стержня колони складеного перерізу в площині планок чи граток.

Умовна поперечна сила враховує випадкові силові впливи, які виникають під час виготовлення, транспортування, монтажу та ек-

платуації колони, а також випадкові ексцентриситети прикладення осьової сили та криволінійності осі колони. Значення Q_{fic} розподіляють порівну між планками чи решітками кожної грані (у прикладі на рис. 13 таких граней дві).

Звідси зусилля, що діє в одній системі планок або ґраток:

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2}. \quad (83)$$

Далі можна обчислити зусилля у розкосі решіток (рис. 14):

$$N_d = \frac{Q_s}{\sin \alpha} = \frac{Q_{fic}}{2 \sin \alpha}. \quad (84)$$

Потрібна площа розкосу

$$A_d = \frac{N_d}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (85)$$

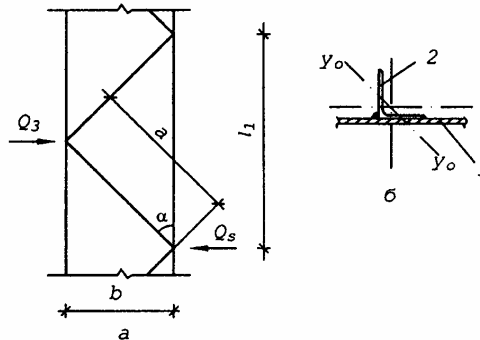


Рис. 14. Розрахункові схеми наскрізних колон:
а – схема до обчислення зусиль у ґратках; б – вузол кріплення кутника ґраток (2) до вітки колони (1)

де φ обчислюють при граничному значенні гнучкості розкосу $\lambda_d = 150$.

Коефіцієнт умов роботи відповідно до рекомендацій норм приймають $\gamma_c = 0,75$, як для кутників, що закріплені однією полицею. Найменший потрібний радіус інерції перерізу відносно осі $y_0 - y_0$ (рис. 14,б) при тій же гнучкості:

$$i_{y_0} = \frac{a}{\lambda_d}. \quad (86)$$

Орієнтуючись на отримані величини A_d та i_d , згідно з сортаментом вибирають потрібний номер кутника. Шви кріплення кутників

граток розраховують на зусилля N_d . При рівносторонніх кутниках можна прийняти, що через шов вздовж обухка кутника передається $\frac{2}{3}N_d$, а вздовж пера – $\frac{1}{3}N_d$. Катети та довжини швів повинні задовольняти вимоги зварюваності.

У наскрізних колонах на планках ширину планок встановлюють, виходячи з умови забезпечення жорсткості з'єднання. Рекомендується приймати

$$d_s = (0,5 \dots 0,7) \cdot b. \quad (87)$$

Розрахункова схема такої колони – це багатопверхова рама зі стержнями, защемленими у вузлах. Стояками є вітки колони, а ригелями – планки (рис. 15).

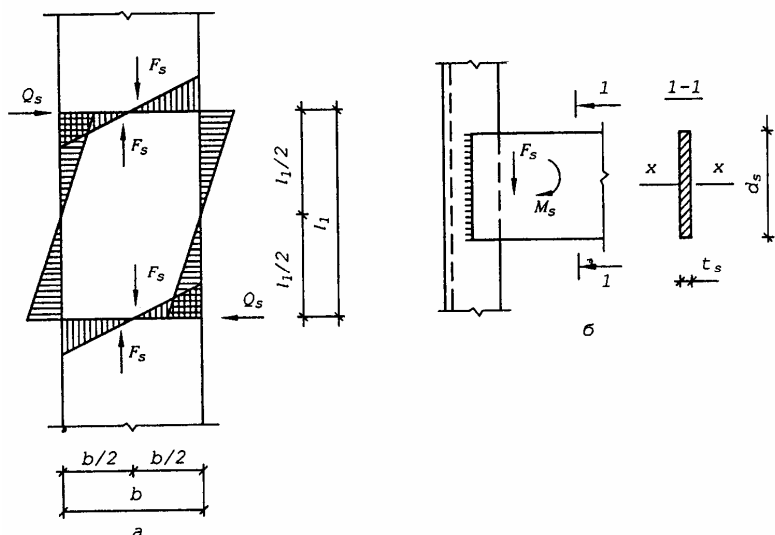


Рис. 15. Розрахункові схеми наскрізної колони на планках:

а – схеми до обчислення зусиль у планках; б – вузол кріплення планки до вітки колони

З умови рівноваги вузла такої рами

$$\frac{Q_s \cdot l_1}{2} = \frac{F_s \cdot b}{2}. \quad (88)$$

Звідси перерізувальна сила і згинальний момент у планці:

$$F_s = Q_s \frac{l_1}{b}; \quad (89)$$

$$M_s = F_s \cdot \frac{b}{2} = Q_s \cdot \frac{l_1}{2}. \quad (90)$$

Товщину планок приймають у межах $t_s = (1/10 \dots 1/15) d_s$ і переважно не меншою ніж 6 мм, чим забезпечується їх стійкість. Міцність перерізу планки перевіряють на дію зусиль F_s та M_s . На ці ж зусилля розраховують і шви кріплення планок.

Стійкість стержня наскрізної колони відносно вільної осі перевіряють, використовуючи ту ж формулу (73), що й для суцільного перерізу. Але коефіцієнт поздовжнього згину приймають за зведеною гнучкістю A_{ef} , яка враховує податливість з'єднання ґратками чи планками і фактичні геометричні характеристики прийнятих перерізів.

5.4. Вузли колон

Основними вузлами колон є оголовники та бази. Оголовник колони складається з опорного листа, яким завершується колона, вертикальних ребер (через них на стержні колони передаються опорні реакції розміщених вище конструкцій) та горизонтальних ребер чи діафрагм, що разом з вертикальними ребрами забезпечують місцеву стійкість елементів перерізу колони у місці прикладення зосереджених навантажень (рис. 16).

Висоту оголовника приймають з міркувань забезпечення жорсткості вузла $h = (0,5 \dots 0,7) b$, де b – більший з основних розмірів перерізу колони.

Міцність вертикальних ребер та зварних швів, їх кріплення до колони перевіряють за сумою опорних реакцій конструкцій, які спираються на оголовок. Горизонтальні ребра й діафрагми конструюють, як проміжні ребра жорсткості. Товщину опорної плити приймають конструктивно 16...30 мм.

Товщина вертикального ребра з умови міцності становить

$$t_s \geq \frac{F}{l_{ef} \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (91)$$

де F – сумарна опорна реакція конструкцій, що спираються на оголовок; $l_{ef} = b_b + 2t - a$ – розрахункова ширина прикладення сили F ; b_b – ширина опорного ребра балки; t – товщина опорної плити; a – сумарна ширина вирізу ребра (для конструкцій рис. 16,б виріз відсутній $a = 0$).

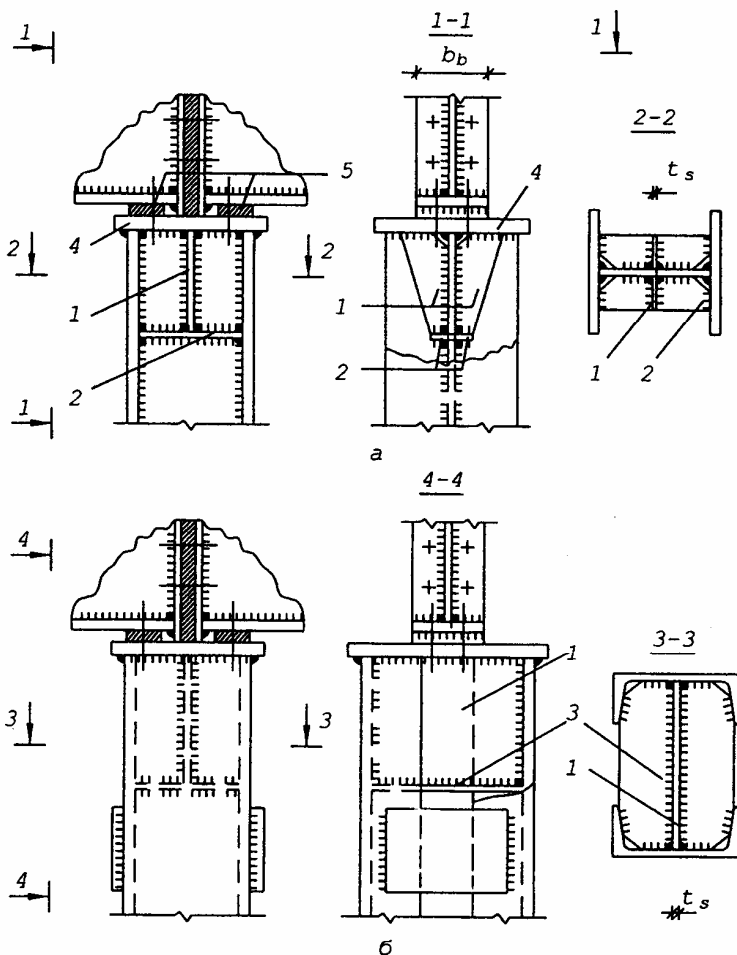


Рис. 16. Найпоширеніші конструкції оголовників суцільної (а) та наскрізної (б) колон: 1 – вертикальні ребра; 2 – горизонтальні ребра; 3 – діафрагма; 4 – опорний лист; 5 – прокладка

Окрім цього, перевіряють міцність вертикальних ребер і стінки колони на зріз у площинах, що прилягають до швів їх взаємного кріплення:

$$\frac{F}{n \cdot t \cdot h} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (92)$$

де n – кількість площин зрізу: для ребер $n = 2$, для стінки суцільної колони (рис. 16,а) також $n = 2$, а для стінок наскрізної колони (рис. 16,б) $n = 4$.

Шви кріплення ребер до стінок колон розраховують як кутові флангові на дію зусилля E . В обох конструкціях, зображених на рис. 16, це зусилля сприймається чотирма швами.

Верхню грань ребер доцільно фрезерувати чи стругати. Цим забезпечується щільний контакт ребер з опорною плитою і передача зусилля саме через контактну поверхню, а зварні шви приймають конструктивно. В іншому випадку шви, що з'єднують ребро з опорною плитою, розраховують на дію цього зусилля як кутові лобові, прийнявши їх розрахункову довжину $l_w - l_{ef}$. В обох випадках (рис. 16) з'єднання виконано двома швами.

Конструкції опорних столиків для приєднання балок до колон збоку зображені на рис. 17. Найчастіше опорним столиком служить торець товстого листа $t = 30...40$ мм, привареного до колони. Поверхню цього торця вирівнюють механічною обробкою (фрезерують чи простругують). Висота столика H визначається довжиною швів, необхідних для передачі зусилля, прикладеного до опорного столика.

Місцеву стійкість стінки у вузлі забезпечують ребрами жорсткості (рис. 17,а) чи діафрагмою (рис. 17,б), встановленими у місці прикладення опорної реакції. Конструювання ребер жорсткості (їх розміри) та діафрагми здійснюють, як це зазначалося вище.

Найпоширеніші конструкції баз колон зображені на рис. 18-20. Найчастіше використовують бази з траверсами (рис. 18, 19), де траверси є допоміжними елементами, які сприяють рівномірному навантаженню опорної плити. Цим досягають зменшення товщини плити.

Розраховуючи базу, в першу чергу визначають потрібну площу опорної плити. Виходячи з умови забезпечення міцності бетону фундаменту під плитою,

$$A = \frac{N}{R_b \cdot \gamma_b \cdot \alpha}, \quad (93)$$

де R_b – розрахунковий опір бетону фундаменту; γ_b, α – коефіцієнти згідно з п. 3.39 СНиП П.03.01-84 "Бетонні і залізобетонні конструкції". Далі визначають ширину плити:

$$B = b + 2 \cdot (t_s + c), \quad (94)$$

де b, t_s, c – умовні позначення згідно з рис. 18, 19.

У першому наближенні приймають товщину траверси $t_s = 8 \dots 16$ мм. Величину консольного звису опорної плити призначають $c = 50 \dots 120$ мм, виходячи з умови зварюваності (менше значення) і забезпечення її міцності при товщині $i < 40$ мм та зручності встановлення анкерних болтів (більші значення).

Остаточну ширину плити B приймають кратною 50 мм.

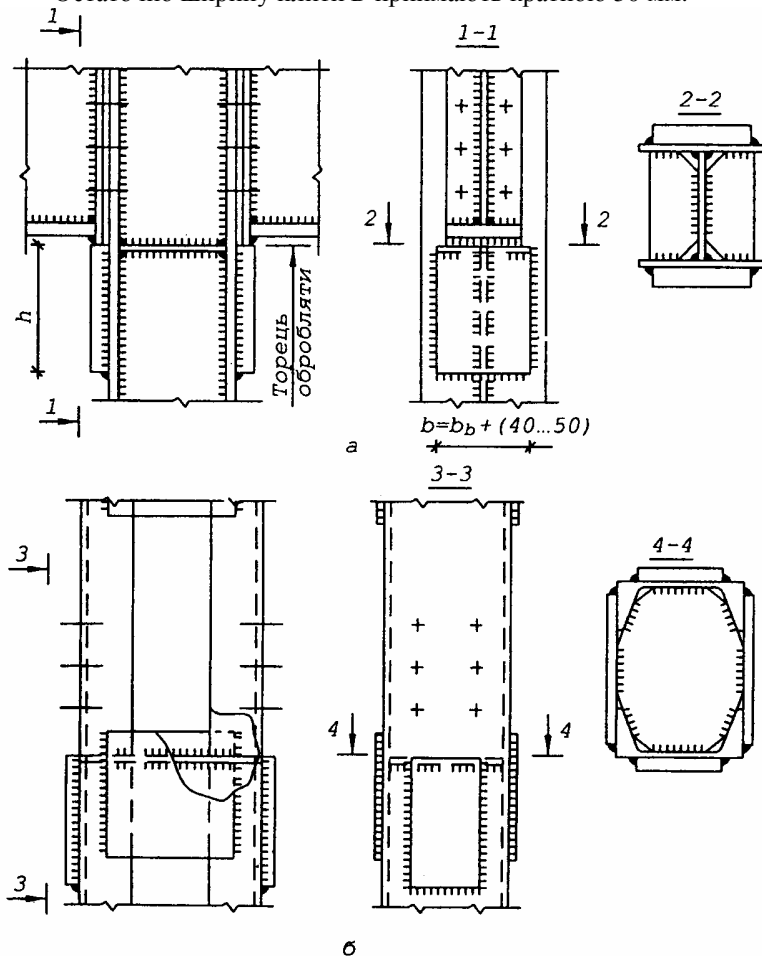


Рис. 17. Вузли колон для спирання балок: у суцільних колонах (а); у наскрізних колонах (б) (балки умовно не показані)

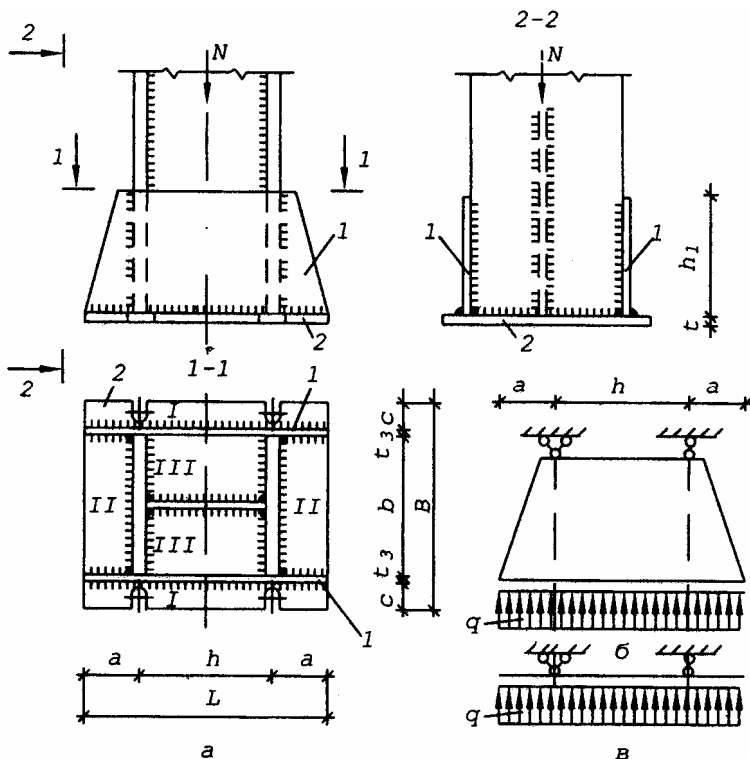


Рис. 18. База суцільної колони:

а – загальний вигляд; б – схема навантаження траверси; в – розрахункова схема траверса; 2 – опорна плита

Знаючи потрібну площу A і ширину B , обчислюють довжину плити:

$$L = \frac{A}{B}. \quad (95)$$

Розмір L також заокруглюють, приймаючи кратним 50 мм і таким, щоб дотримувалася умова $a \geq 50$ мм.

Напруження стиску в бетоні фундаменту σ_b під підшвою опornoї плити вважають розподіленим рівномірно:

$$\sigma_b = \frac{N}{B \cdot L} \leq R_b \cdot \gamma_b \cdot \alpha. \quad (96)$$

Власне опорна плита під дією цих напружень працює на згин. Розглядаючи опорну плиту як пластину, сперту на траверси, полицьки та стінки колони, можна виділити три характерні ділянки (рис. 18, 19):

I – консольна, защемлена у місці спирання на траверсу;

II – сперта і відповідно защемлена з трьох сторін;

III – защемлена по контуру.

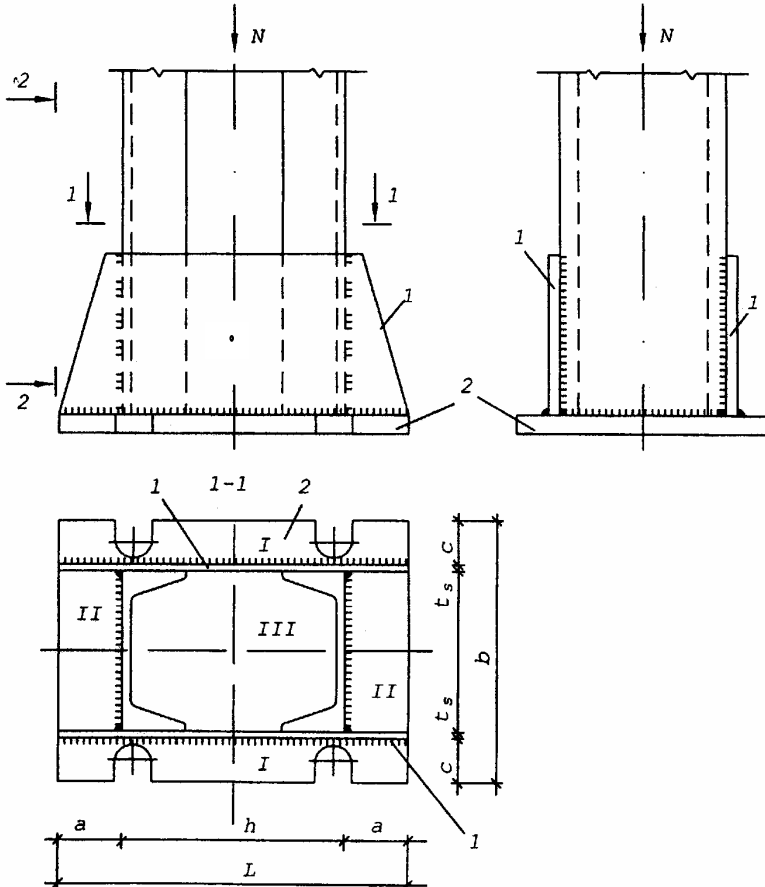


Рис. 19. База наскрізної колони:

1 – траверси; 2 – опорна плита

Згинальний момент для смужки одиничної ширини ($L = 1$) на ділянці I обчислюють як для консолі:

$$M_1 = \frac{\sigma_b \cdot c^2}{2}. \quad (97)$$

У ділянках II і III від дії σ_b згинальні моменти виникають у площинах обох осей симетрії (відповідно M_x , M_y). Їх значення обчислюють за методиками теорії пружності. Спрощено допускається обчислювати значення найбільшого згинального моменту, використовуючи коефіцієнти α і β згідно з наведеними у табл. 5.3, 5.4 даними відповідно до співвідношення сторін b і a та h і $\frac{b-t_w}{2}$ (рис. 18) чи b і a та h і b (рис. 19) для ділянок, спертих на три сторони чи вздовж контура на чотири.

Найбільші значення згинальних моментів у опорній плиті для ділянки II, спертої на три сторони

$$M_2 = \alpha \cdot \sigma_b \cdot b^2; \quad (98)$$

для ділянки III, спертої по контуру

$$M_3 = \beta \cdot \sigma_b \cdot s^2, \quad (99)$$

де s – розмір меншої сторони ділянки.

При співвідношенні сторін, що перевищують 2 чи менші за 0,5, розрахунок виконують, як для елемента з прольотом, що дорівнює меншій зі сторін і закріпленого уздовж довших. Так, ділянку II, сперту на три сторони, при співвідношенні $\frac{b}{a} < 0,5$ розглядають як балку з прольотом b , сперту на траверси:

$$M_2 = \sigma_b \cdot \frac{b^2}{8}, \quad (100)$$

а при $\frac{b}{a} > 2$ як консоль прольотом a :

$$M_2 = \sigma_b \cdot \frac{a^2}{2}. \quad (101)$$

Аналогічно ділянку III при $d > 2$ розраховують за формулою (100) як балку з прольотом, що дорівнює розмірові меншої сторони. Невеликими згинальними моментами у напрямку меншої жорсткості (більшої сторони) нехтуємо.

У подальшому розрахунку розглядаємо переріз одиничної смужки плити товщиною t і шириною, рівною одиниці. Момент опору поперечного перерізу цієї частини описується виразом

Таблиця 1 – Значення коефіцієнта α для плити, спертої на три сторони

Коефіцієнт	Відношення сторін $\frac{b}{a}$									
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	більше 2
α	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	1,126	0,132	0,133

Таблиця 2 – Значення коефіцієнта для плити, спертої по контуру

Коефіцієнт	Відношення більшої сторони плити до меншої											
	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	більше 2
β	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125

$$W = \frac{b \cdot t^2}{6},$$

де $b = 1$,
тобто

$$W = \frac{t^2}{6}, \quad (102)$$

За більшим зі згинальних моментів M_1 , M_2 чи M_3 обчислюємо потрібний момент опору:

$$W_{\min} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (103)$$

Прирівнявши його (102), знаходимо найменшу товщину плити для даної конструкції бази:

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}}. \quad (104)$$

За конструктивними вимогами товщину плити приймають у межах 20...40 мм. Коли ж за розрахунком (104) отримують більші значення, то у конструкцію бази вносять зміни, вводячи в ділянках з найбільшими згинальними моментами додаткові ребра чи діафрагми, які зменшують розміри сторін цих ділянок, а отже, і згинальні моменти, що в них діють.

Траверсу наближено розглядають як балку, сперту в місцях кріплення полицок і завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, яке спричиняється тиском опорної плити (рис. 18,б).

Навантаження на траверсу приймають рівномірним розподіленням:

$$g = \sigma_b \cdot \frac{B}{2}. \quad (105)$$

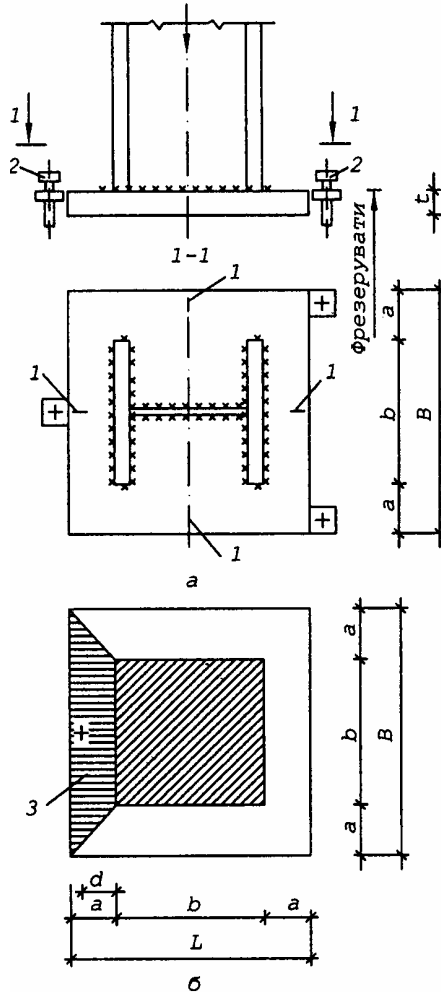


Рис. 20. База колони з фрезерованим торцем:

а – конструкція бази; б – розрахункова схема опорної плити; 1 – риски;
2 – тимчасові болти для вивіряння плити; 3 – консольна ділянка

Найбільше значення згинального моменту в траверсі:
на консольних ділянках

$$M = g \cdot \frac{a^2}{2}; \quad (106)$$

у прогоні

$$M = \frac{gh^2}{8} - g \cdot \frac{a^2}{2}. \quad (107)$$

Перевірку міцності траверси виконують як елемента, що згинається

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (108)$$

де M_{\max} – більше зі значень згинальних моментів за (106) чи (107);

$W_s = \frac{t_s \cdot h^2}{6}$ – момент опору поперечного перерізу траверси. З міркувань забезпечення необхідної жорсткості вузла висоту траверси приймають $h_1 = (0,5 \dots 0,7) \cdot h$. Коли ж умова (108) не виконується, збільшують товщину t_s .

Завершують розрахунок бази обчисленням катетів, швів, які з'єднують стержень колони, траверси та опорну плиту. Для швів між стержнем колони і траверсою вважають, що осьова сила N у колоні передається через ці шви. Тобто для конструкцій, зображених на рис. 18, 19, через один шов передається зусилля $N_1 = 0,25 N$ (кількість швів – чотири).

Розраховуючи шви приєднання опорної плити до траверс, вважають, що через одиницю довжини цих швів ($l_w = 1$) передається зусилля, що дорівнює навантаженню на траверсу g . В обох випадках шви проектують згідно з рекомендаціями глави 4 для кутових швів з обов'язковим дотриманням конструктивних вимог.

У великогабаритних колонах застосовують бази, де опорна плита приварюється до стержня під час монтажу (рис. 20). Цей захід значно спрощує монтажні роботи, оскільки в їх процесі вивіряють лише положення опорної плити. Колона займає проектне положення після встановлення на плиту, завдяки тому, що її торець профрезеровано строго перпендикулярно до поздовжньої осі. Верх плити також вирівнюють фрезеруванням чи струганням.

Щільний контакт між стержнем колони та опорною плитою забезпечує безпосередню передачу зусилля. Зварні шви лише фіксують ці частини колони. Умовно їх розраховують на зусилля, що становить

15% від повного. Опорну плиту найчастіше приймають квадратною. Як і в попередніх випадках, вона працює на згин. При цьому можна допустити наявність защемлення на контурі перерізу колони. Умовно виділивши трапецієподібну консольну ділянку (згідно з рис. 20,б), обчислюємо згинальний момент у защемленні цієї консолі:

$$M = N_s \cdot d, \quad (109)$$

де $N_s = \sigma_b \cdot a \cdot \frac{(b+B)}{2}$ – рівнодійна тиску бетону на ділянку 3 (рис. 20);

d – відстань від місця защемлення до центра ваги ділянки.

Знаючи, що цей згинальний момент діє на переріз плити шириною b і товщиною t у місці защемлення, записуємо умову міцності:

$$\frac{M}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (110)$$

де $W = b \frac{t^2}{6}$ – момент опору перерізу плити у місці защемлення.

Звідси товщина плити становить

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot R_y \gamma_c}}. \quad (111)$$

Зазначений розрахунок дає наближені результати. Точніші значення згинальних моментів отримують за методиками теорії пружності чи пластичності.

6. ПРИКЛАД КОМПОНУВАННЯ І РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ БАЛОЧНОЇ КЛІТИНИ

Для оволодіння навичками компонування, розрахунку та конструювання елементів балочної клітини розглянемо такий приклад. Необхідно скомпонувати й виконати розрахунки елементів балочної клітини нормального типу (рис. 21).

Дано:

$$L = 17400 \text{ мм};$$

$$l = 6700 \text{ мм};$$

$$a = 2900 \text{ мм};$$

$$q_{m,ч}^H = 4,8 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{ном}^H = 0,994 \text{ кН/м}^2.$$

Згідно з умовою задачі на балочну клітку діє тільки статичне навантаження, тому (на підставі табл.50 в [1]) елементи її конструкцій можна виконувати із сталі С235 (Вст3 кп2) і С245 (Вст3 пс6), розраху-

нковий опір яких відповідно $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ і $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ (табл. 51 в [1]).

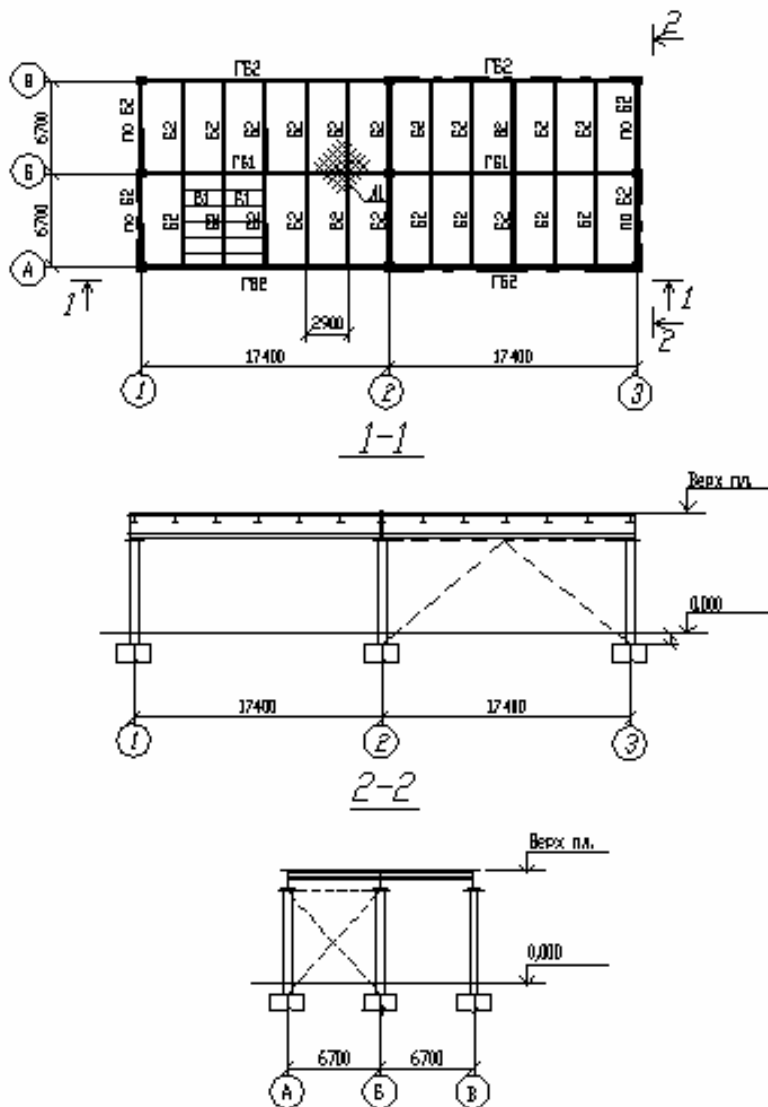


Рис. 21. Схема елементів балочної клітки

6.1. Розрахунок другорядних балок (балок настилу)

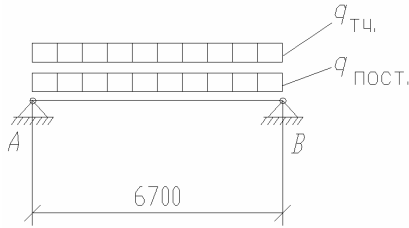


Рис. 22. Розрахункова схема балки Б2

1) Знаходимо позовжнє розрахункове навантаження на балку з орієнтовним урахуванням її власної ваги:

$$q_p = (q_{пост} \cdot \gamma_{fn0} + q_{т.ч} \cdot \gamma_{fn} + q_{наст} \cdot \gamma_{fn}) \cdot k_{в.в} \cdot a_1 = \\ = (0,994 \cdot 1,1 + 4,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1,02 \cdot 2,9 = 22,566 \text{ кН/м.}$$

2) Знаходимо момент у прольоті

$$M_{\max} = \frac{22,566 \cdot 6,7^2}{8} = 126,623 \text{ кН}\cdot\text{м} = 12662,3 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

3) Визначаємо потрібний момент опору з урахуванням розвитку пластичних деформацій матеріалу балки

$$W_{номп} = \frac{M_{\max}}{C_{оп} R_y \gamma_c} = \frac{12662,3}{1,12 \cdot 24 \cdot 0,95} = 446,863 \text{ см}^3.$$

Згідно із сортаментом ГОСТ 8239 – 89 для балки Б2 приймаємо І 30 з геометричними характеристиками:

$$W_x = 472 \text{ см}^3; I_x = 7080 \text{ см}^4; S = 268 \text{ см}^3; \\ q_{в.в.} = 36,5 \text{ кг/м} = 0,365 \text{ кН/м}; A_f = 46,5 \text{ см}^2.$$

4) Визначаємо розрахункове навантаження на балку з урахуванням її власної ваги:

$$q'_p = (q_{пост} \cdot \gamma_{fn} + q_{т.ч} \cdot \gamma_{fn} + q_{наст} \cdot \gamma_{fn}) \cdot a_1 + q_{в.в.} \cdot \gamma_{fn} = \\ = (0,994 \cdot 1,1 + 4,8 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 2,9 + 0,365 \cdot 1,05 = 22,5078$$

кН/м.

5) Визначаємо реальний максимальний момент та опорні реакції балки

$$M_{\max}^1 = \frac{22,507 \cdot 6,7^2}{8} = 126,292 \text{ кН}\cdot\text{м} = 12629,2 \text{ кН}\cdot\text{см,}$$

$$V_A^I = V_B^I = q_p^I \cdot l / 2 = 22,507 \cdot 6,7 / 2 = 75,398 \text{ кН} = 75,4 \text{ кН}.$$

6) Перевіряємо міцність підбраного профілю балки за формулами (1), (5)

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_x \cdot t_w \cdot \gamma_c} = \frac{75,4 \cdot 268}{70807 \cdot 0,65 \cdot 1,1} = 3,992 \text{ кН/см}^2 < 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}^I}{C_1 \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{12629,2}{1,12 \cdot 472 \cdot 0,95} = 25,1 \text{ кН/см}^2 \geq 24 \text{ кН/см}^2,$$

Перенапруження I 30 складає

$$\delta = \frac{25,1 - 24}{24} \cdot 100\% = 5\% \geq [5\%].$$

7) Перевіряємо жорсткість балки:

$$\begin{aligned} \frac{f}{l} &= \frac{M^p \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} = \frac{12629,2 \cdot 670}{1,15 \cdot 10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 7080} = \\ &= \frac{8,462}{1677,25} = \frac{1}{198,2} < \left[\frac{1}{200} \right]. \end{aligned}$$

Умову не виконано, тому для балки приймаємо двотавр більшого перерізу I30a з геометричними характеристиками:

$$W_x = 518 \text{ см}^3; I_x = 7780 \text{ см}^4; S = 292 \text{ см}^3;$$

$$q_{\text{в.в.}} = 39,5 \text{ кг/м} = 0,395 \text{ кН/м};$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}^I}{C_1 \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{12629,2}{1,12 \cdot 518 \cdot 0,95} = 22,9 \text{ кН/см}^2 \leq 24 \text{ кН/см}^2,$$

Недонапруження I 30a складає

$$\delta = \frac{24 - 22,9}{24} \cdot 100\% = 4,53\% \leq [5\%].$$

$$\frac{f}{l} = \frac{12629,2 \cdot 670}{1,15 \cdot 10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 7780} = \frac{1}{217} < \left[\frac{1}{200} \right].$$

6.2. Розрахунок складеної головної балки ГБ1

(Розрахункова схема балочної клітини рис. 21)

Матеріал конструкції:

- при товщині листів до 20 мм – сталь класу С245 (Вст3 псб) із розрахунковим опором $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ (табл. 51 [1]);

- при товщині листів більше 20 – 30 мм – сталь класу С255 (Вст3 сп5) із розрахунковим опором $R_y=23 \text{ кН/см}^2$ (табл. 51 [1]).

Граничний вигин головної балки 1/400L.

Балка ГБ1 завантажена зосередженими силами – реакціями другорядних балок.

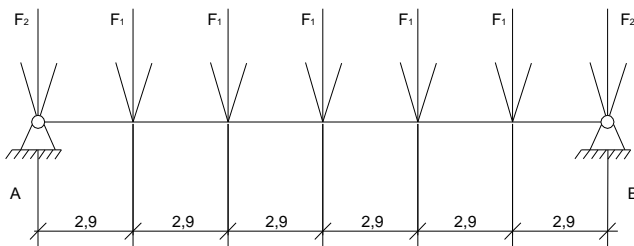


Рис. 23. Розрахункова схема балки ГБ1

$$F_1 = 2V_{B2} = 2 \times 75,4 = 150,8 \text{ кН.}$$

$$F_2 = V_{B2} = 75,4 \text{ кН.}$$

6.2.1. Підбір поперечного перерізу балки ГБ1

1) Визначаємо реакції, максимальну поперечну силу і момент у прольоті з урахуванням орієнтовної ваги балки

$$\begin{aligned} V_A = V_B &= \frac{\sum F_1 + \sum F_2}{2} \cdot k_{г.г} = \\ &= \frac{5 \cdot 150,8 + 2 \cdot 75,4}{2} \cdot 1,05 = 475,02 \text{ кН,} \end{aligned}$$

де $k_{г.г.} = 1,03-1,05$ – коефіцієнт орієнтовного урахування власної ваги головної балки.

$$Q_{\max} = V_A - F_2 \cdot k_{г.г.} = 475,02 - 75,4 \cdot 1,05 = 396,35 \text{ кН,}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \left[\left(\frac{V_A}{k_{г.г.}} - F_2 \right) \cdot 8,7 - F_1 (5,8 + 2,9) \right] \times k_{г.г.} = \\ &= [396,35 \cdot 8,7 - 150,8 \cdot 8,7] \cdot 1,05 = 2276,4 \text{ кН} \cdot \text{м} = 227640 \text{ кН} \cdot \text{см.} \end{aligned}$$

2) Знаходимо потрібний момент опору з урахуванням розвитку пластичних деформацій матеріалу балки

$$W_{\text{норм}} = \frac{M_{\max}}{C_{\text{оп}} R_y \gamma_c} = \frac{227640}{1,12 \cdot 24 \cdot 0,95} = 8915 \text{ см}^3.$$

3) Визначаємо оптимальну висоту балки за формулою (9), орієнтовно прийнявши її висоту

$$h \approx \left(\frac{1}{12} + \frac{1}{8} \right) \cdot l \approx \frac{1}{11} \cdot 17,4 \approx 1,582 \text{ м}$$

і за емпіричною формулою (10) встановлюємо товщину стінки

$$t_w = 7 + 3h_{(м)} = 7 + 3 \cdot 1,58 = 11,74 \text{ мм.}$$

Приймаємо товщину стінки $t_w = 11 \text{ мм}$

$$h_{onm} = (1,15 + 1,2) \sqrt{\frac{W_{nomp}}{t_w}} = 1,2 \sqrt{\frac{8915}{1,1}} = 90,02 \text{ мм.}$$

4) За умовою жорсткості формули (8) знаходимо мінімальну висоту балки:

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \frac{5}{24} \cdot \frac{C_{op} R_y L^2}{E[f]} \cdot \frac{\sum F^n}{\sum F^p} = 72,5 \cdot \frac{C_{op} R_y L}{E} = \\ &= 72,5 \cdot \frac{1,12 \cdot 24 \cdot 1740}{2,06 \cdot 10^4} = 164,6 \text{ см,} \end{aligned}$$

$$\text{де } \frac{\sum F^n}{\sum F^p} \approx 0,87.$$

Призначаємо $h_w = 1250 \text{ мм.}$

5) Із умови роботи стінки на дотичні напруження на опорі визначаємо допустиму товщину стінки за формулою (11)

$$t_{w \min} = \frac{1,5Q^{\max}}{h \cdot R_s} = \frac{1,5 \cdot 396,35}{125 \cdot 0,58 \cdot 24} = 0,342 \text{ см.}$$

6) Визначаємо мінімально допустиму товщину стінки балки, виходячи з умови не застосування поздовжніх ребер жорсткості для забезпечення місцевої стійкості:

$$t_{w \min} = \frac{h \sqrt{\frac{R_y}{E}}}{5,5} = \frac{125 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}}}{5,5} = \frac{5,46112}{5,5} = 0,776 \text{ см.}$$

Порівнюючи одержані розрахунковим шляхом товщини стінки із прийнятою $t_w = 11 \text{ мм}$, приходимо до висновку, що вона може бути зменшена і прийнята $t_w = 10 \text{ мм}$, що задовольняє вимогам міцності на дію дотичних напружень і не вимагає підкріплення її поздовжніми ребрами жорсткості для забезпечення місцевої стійкості.

7) Компонуємо переріз балки (див. рис. 24).

Згідно із сортаментом листової сталі за ГОСТ 19903 – 74 стінку балки приймаємо з листа 1250х10мм. Орієнтовно задаємось товщиною поясних листів балки $t_f = 20$ мм ($t_w \leq t_f \leq (2+3)t_w$).

Тоді висота балки буде $h = 1250 + 2 \times 20 = 129$ мм. Тому що прийнята висота балки $h = 1290$ мм $> h_{omm} = 900$ мм, то орієнтовну площу кожного з поясів балки знаходимо за формулою (12):

$$A_f = \frac{3}{4} \cdot \frac{W_{nomp}}{h_0} = \frac{3}{4} \cdot \frac{8915}{129 - 2} = 52,64 \text{ см}^2.$$

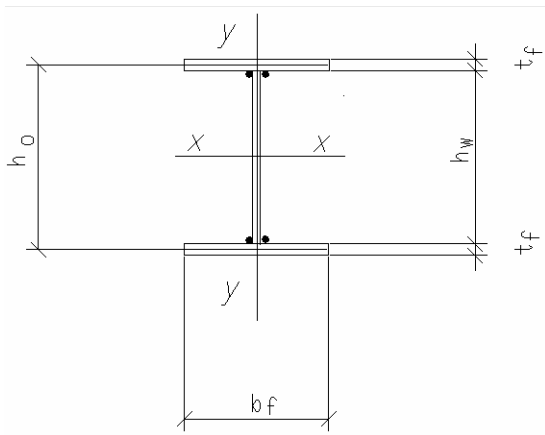


Рис. 24. Поперечний переріз балок

Ширину пояса балки визначаємо в межах рекомендованого відношення

$$b_f = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) \cdot h = \frac{1}{3,6} \cdot 128,6 \approx 357,2 \text{ мм.}$$

Приймаємо, згідно із сортаментом універсальної листової сталі за ГОСТ 82-70 ширину пояса балки $b_f = 340$ мм, тоді

$$t_f = \frac{A_f}{b_f} = \frac{52,64}{34,0} = 1,55 \text{ см приймаємо товщину пояса балки}$$

$t_f = 20$ мм, тобто пояс балки беремо із смуги – 340х20.

8) Перевіряємо місцеву стійкість стиснутого поясу балки в пружно-пластичній стадії роботи за формулою (15)

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,11 \cdot \frac{h_0}{t_w} = 0,11 \cdot \frac{129 - 2}{1,0} = 13,97 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 14,65.$$

Визначаємо звис поясу балки за формулою (16)

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{34 - 1,0}{2} = 16,5 \text{ см}$$

і знаходимо фактичне відношення

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{16,5}{2} = 8,25 < 14,65.$$

Таким чином, вимогу п. 7,24 і формули табл. 30 в [1] дотримано.

9) Визначаємо геометричні характеристики поперечного перерізу балки

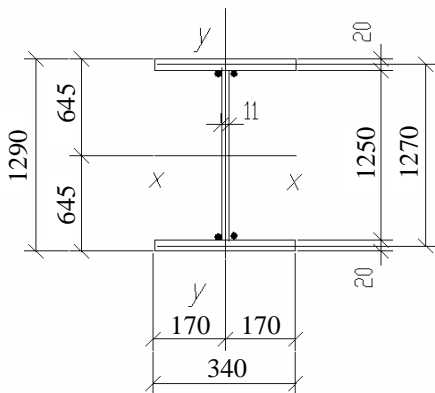


Рис. 25. Поперечний переріз балки

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2A_f \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 + 2 \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} = \\ &= \frac{1,0 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot (34 \cdot 2) \cdot 63,5^2 + 2 \cdot \frac{34 \cdot 2^3}{12} = \\ &= 162760 + 548386 = 711146 \text{ см}^4, \end{aligned}$$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{711146}{63,5} = 11199 \geq 8915 \text{ см}^3,$$

$$A_I = 2A_f + A_w = 2 \cdot (34 \cdot 2) + 125 \cdot 1,0 = 261 \text{ см}^2.$$

10) Перевіряємо міцність підбраного поперечного перерізу балки за формулами (1), (19):

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{C_1 \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{227640}{1,113 \cdot 11199 \cdot 0,95} = 19,22 < 24 \text{ кН/см}^2,$$

де $C_1 = C$ – величину C знаходимо за табл. 66 в [1] залежно від величини відношення $\frac{A_f}{A_w} = \frac{2 \cdot 34}{1,0 \cdot 125} = 0,544$; $C = 1,113$.

Визначаємо запас міцності

$$\delta = \frac{24 - 19,22}{24} \cdot 100\% = 19,9\% \geq [5\%]$$

$$\tau = \frac{1,5Q_{\max}}{t_w \cdot h_w \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 396,35}{1,0 \cdot 125 \cdot 0,95} = 5,01 < 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

11) Перевіряємо пружність балки за формулою (20)

$$\begin{aligned} \frac{f}{l} &= \frac{M_{\max}^p \cdot l}{k \cdot 10E \cdot I_x} = \frac{227640 \cdot 1740}{1,15 \cdot 10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 711146} = \\ &= \frac{1}{425} < \left[\frac{1}{400} \right]. \end{aligned}$$

6.2.2. Зміна поперечного перерізу балки ГБІ

1) Місце зміни перерізу поясів балки приймаємо на відстані

$$x = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{6} \right) L = \frac{1}{5,8} \cdot 17,4 = 3 \text{ м}$$

від опори (розрахункову схему балки дивись рис. 23).

2) Визначаємо в перерізі «X» величину M^* і Q^*

$$\begin{aligned} M_{x=3}^* &= (V_A - F_1) \cdot 3 - F_2 \cdot 0,1 = \\ &= (475,02 - 75,4) \cdot 3 - 150,8 \cdot 0,1 = 1183,8 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

$$Q_{x=3}^* = V_A - F_2 - F_1 = 475,02 - 75,4 - 150,8 = 248,82 \text{ кН}.$$

3) Знаходимо потрібний момент опору в місці зміни перерізу балки за формулою (22)

$$W_{\text{нотр}}^* = \frac{M^*}{R_{wy} \cdot \gamma_c} = \frac{118380}{0,85 \cdot 24 \cdot 0,95} = 6108 \text{ см}^3,$$

де $R_{wy} = 0,85R_y$ – розрахунковий опір стикового шва при ручному зварюванні без застосування фізичних методів контролю якості.

4) Встановлюємо потрібну площу кожного з поясів зміненого перерізу за формулою (23)

$$A_{f_{nomp}}^* \approx \frac{W_{nomp}^*}{h} - \frac{t_w \cdot h_w}{6} = \frac{6108}{129} - \frac{1,0 \cdot 125}{6} = 47,35 - 20,83 = 26,52 \text{ см}^2.$$

5) Залишаючи товщину поясних листів постійним, знаходимо нову їх ширину за формулою (24)

$$b_f^* = \frac{A_f^*}{t_f} = \frac{26,52}{2,0} = 13,26 \text{ см.}$$

За конструктивними вимогами та згідно з сортаментом (за ГОСТ 82-70) приймаємо нову ширину пояса 180 мм, тобто з листа 180x20 мм.

При цьому нова ширина пояса відповідає вимогам:

$$b_f^* = 180 > 0,1h = 0,1 \cdot 1250 = 125 \text{ мм,}$$

$$b_f^* = 180 > 0,5b_f = 0,5 \cdot 340 = 170 \text{ мм,}$$

$$b_{f,min}^* = 180 > 180 \text{ мм.}$$

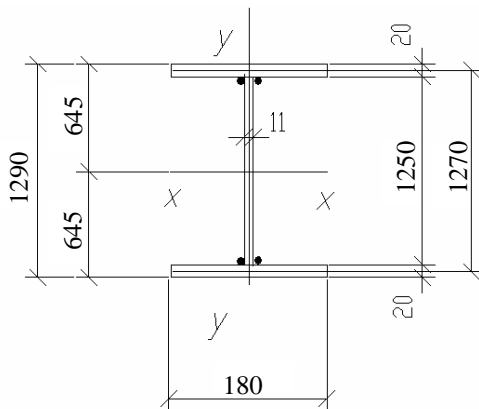


Рис. 26. Змінений переріз балки

6) Визначаємо геометричні характеристики зміненого поперечного перерізу балки

$$\begin{aligned} I_x^* &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2A_f^* \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 + 2 \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} = \\ &= \frac{1,0 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot (18 \cdot 2) \cdot 63,5^2 + 2 \cdot \frac{28 \cdot 2^3}{12} = 162670 + 29322 = \\ &= 452992 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

$$W_x^* = \frac{I_x^*}{h/2} = \frac{2I_x^*}{h} = \frac{2 \cdot 452992}{129} = 7023 \text{ см}^3.$$

7) Перевіряємо міцність підбраного поперечного перерізу балки (на відстані 3 м від її опори).

$$\sigma_x^* = \frac{M_{x=3}^*}{W_x^* \cdot \gamma_c} = \frac{118380}{7023 \cdot 0,95} = 17,74 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 24 = 20,4 \text{ кН/см}^2.$$

8) Перевіряємо приведені напруження на рівні поясних швів у місці зміни перерізу поясів балки за формулою (25)

$$\sigma_{red}^* = \sqrt{\sigma_{1x}^{*2} + 3\tau_x^{*2}} = \sqrt{16,33^2 + 3 \cdot 1,26^2} \approx$$

$$\approx 22,58 \text{ кН/см}^2 \leq 1,15 \cdot 24 \cdot 0,95 = 30,36 \text{ кН/см}^2,$$

де τ_1^* та σ_1^* – нормальні й дотичні напруження в точці 1 перерізу балки (на рівні поясних швів), які знаходимо за формулами (27), (28):

$$\sigma_x^* = \frac{M_{x=3}^*}{I_x^* \cdot \frac{h_w}{2}} = \frac{M_{x=3}^*}{2I_x^*} \cdot h_w = \frac{118380}{2 \cdot 452992} \cdot 125 = 16,33 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_x^* = \frac{Q_{x=3}^* \cdot S_f^*}{I_x^* \cdot t_w} = \frac{248,82 \cdot 2286}{452992 \cdot 1,0} = 1,26 \text{ кН/см}^2,$$

S_f^* – статистичний момент пояса відносно нейтральної осі «х» перерізу балки

$$S_f^* = b_f^* \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right) = 18 \cdot 2 \cdot \frac{127}{2} = 2286 \text{ см}^3.$$

Умови формули (25) виконано, тому міцність балки в місці зміни перерізу поясів забезпечена.

6.2.3. Перевірка загальної стійкості балки ГБ1

Визначаємо необхідність розрахунку балки ГБ1 на загальну стійкість за формулою (7).

1) Згідно вимог п. 5.16а в [1] загальну стійкість балки не потрібно перевіряти при передачі навантаження через суцільний настил, який безперервно опирається на стиснутий пояс балки і надійно з ним зв'язаний. У нашому випадку ця умова виконана, тому що стислий пояс балки надійно закріплений другорядними балками (крок яких 2,9м) і стальним настилом, привареним до верхніх поясів балок.

2) Для прикладу розглянемо варіант, коли стальний настил, через незалежні від нас причини, не буде приварений до стислого поясу

балки ГБ1, або другорядні балки будуть поверхово опиратися на балку ГБ1. Тоді згідно з вимогами п.5.16б в [1] загальну стійкість балки теж не треба перевіряти, якщо виконується умова формули (37) табл. 8 в [1], а саме якщо

$$\frac{l_p}{b_f} < \left[0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h} \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

де l_p – відстань між закріпленнями стислого пояса балки з площини балки, відстань між другорядними балками; якщо відношення $\frac{b_f}{t_f} < 15$,

то у формулі слід приймати цю величину відношення рівною $\frac{b_f}{t_f} = 15$:

$$\begin{aligned} & \left[0,41 + 0,032 \cdot 15 + (0,73 - 0,016 \cdot 15) \cdot \frac{18}{129} \right] \times \\ & \times \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = [0,41 + 0,048 + 0,49 \cdot 0,17] = \\ & = 0,5416 \cdot 29,3 = 15,87, \end{aligned}$$

$\frac{l_p}{b_f} = 290/18 = 15,82 < 15,87$, тобто вимога п. 5.16б в [1] виконана і загальну стійкість балки за формулою (7) перевіряти не потрібно.

6.2.4. Розрахунок поясних швів балки ГБ1

За допомогою таких швів прикріплюють пояса до стінки балки

1) Знаходимо зсовуючу силу на 1 см довжини балки за формулою (30)

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_f^*}{I_x^*} = \frac{396,35 \cdot 286}{452992} = 4,74 \text{ кН}.$$

2) Визначаємо товщину поясних швів, які виконують автоматичною зваркою.

Розрахунок зварних швів здійснюємо по металу межі сплавлення (формула (34)), оскільки

$$\begin{aligned} \beta_f \cdot R_{wf} &= 1,1 \cdot 1,8 = 19,8 \text{ кН/см}^2 > \beta_z \cdot R_{wz} = \\ &= \beta_z \cdot 0,45 R_u = 1,15 \cdot 0,45 \cdot 36 = 18,63 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{4,74}{2 \cdot 1,15 \cdot 0,45 \cdot 36 \cdot 1,0 \cdot 1,0} =$$

$$= 0,127 \text{ см} \approx 1,3 \text{ мм},$$

де $\beta_f = 1,1$; $\beta_z = 1,15$ – коефіцієнти проплавлення приймають за табл.34 в [1]; $\gamma_{wf} = 1$; $\gamma_{wz} = 1$; $\gamma_c = 1$ – коефіцієнти умов роботи відповідно шва та конструкції, приймають згідно з п.11.2 в [1]; $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір кутових швів по металу шва, за табл. 56 в [1]; $R_{wz} = 0,45R_u$ – розрахунковий опір кутових швів по металу межі сплавлення; $R_u = 36 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір сталі розтягу, стиску, вигину за тимчасовим опором в табл. 51 в [1].

Але згідно з табл. 38 в [1], при товщині $t = 20 \text{ мм}$ (більш товсто-го із зварюваних елементів) катети швів слід приймати не менше 6мм, тому конструктивно беремо $k_f = 6 \text{ мм} > 1,3 \text{ мм}$.

6.2.5. Розрахунок опорного ребра балки ГБІ

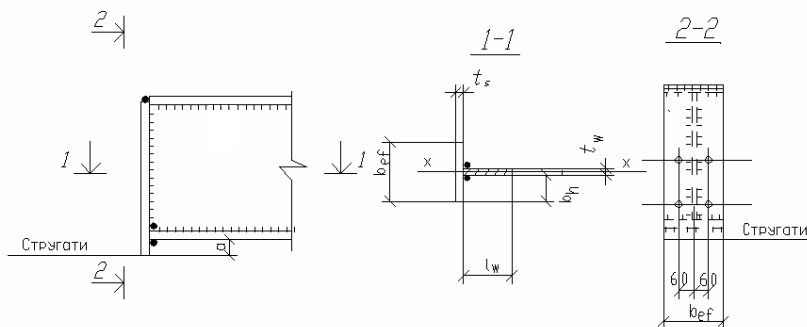


Рис. 26. Розрахункова схема

1) Визначаємо розміри опорного ребра.

За формулою (44) знаходимо потрібну площу його поперечного перерізу

$$A_{nom}^h = \frac{V_{ГБ}}{R_p} = \frac{475,02}{33,6} = 14,14 \text{ см}^2.$$

Конструктивно задаємося шириною опорного ребра $b_{ef} = b_f^* = 28 \text{ см}$, тоді

$$b_h = \frac{b_{ef} - t_w}{2} = \frac{18 - 1,0}{2} = 8,5 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= 0,5 \sqrt{\frac{20600}{24}} = 14,65,$$

тобто умова виконана.

За формулою (45) знаходимо потрібну товщину ребра

$$t_s \geq \frac{A_{nom}^h}{b_{ef}} = \frac{14,14}{18} = 0,79 \text{ см.}$$

Конструктивно приймаємо $t_s = 14 \text{ мм}$.

2) Перевіряємо напруження в ребрі з умови його змину

$$\sigma = \frac{V_{ГБ}}{A_h \cdot \gamma_c} = \frac{475,02}{(18 \cdot 1,4) \cdot 1,0} = 26,39 \text{ кН/см}^2 < 33,6 \text{ кН/см}^2.$$

3) Перевіряємо стійкість опорного ребра з площини балки за формулою (47).

Опорне ребро розглядаємо як умовний шарнірно-опертий стиснутий стержень складного перерізу (див. розріз 1-1 на рис. 27), висота якого дорівнює висоті стінки балки.

Загальна площа стержня складається з площі опорного ребра і площі частини стінки балки довжиною $0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$.

$$A_{ef} = A_h + A_w = b_{ef} \cdot t_s + 0,65 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \cdot t_w =$$

$$= 18 \cdot 1,4 + 0,65 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} \cdot 1,0 = 39,2 + 20,95 = 60,15 \text{ см}^2.$$

Знаходимо необхідні геометричні характеристики розглядуваного стержня

$$I_x = \frac{t_s \cdot b_h^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 18^3}{12} = 2561 \text{ см}^4,$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{ef}}} = \sqrt{\frac{2561}{60,15}} = 6,52 \text{ см},$$

тоді

$$\lambda_x = \frac{h_w}{i_x} = \frac{125}{6,52} = 20,54 \rightarrow \varphi = 0,949,$$

$$\sigma = \frac{V_{ГБ}}{\varphi \cdot A_{ef} \cdot \gamma_c} = \frac{475,02}{0,949 \cdot 60,15 \cdot 0,95} = 16,67 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

4) Визначаємо катети швів k_f , якими приєднуємо опорне ребро до стінки балки за формулою (48) або (49):

$$l_w = h_w - 2 = 125 - 2 = 123 \text{ см.}$$

Оскільки шви будемо виконувати ручною зваркою, то $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1$.

Катет шва визначаємо з умови зрізу по металу шва, бо

$$\begin{aligned} \beta_f \cdot R_{wf} &= 0,7 \cdot 1,8 = 12,6 \text{ кН/см}^2 > \beta_z \cdot R_{wz} = \\ &= \beta_z \cdot 0,45 R_u = 1 \cdot 0,45 \cdot 37 = 16,6 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_f &\geq \frac{T}{2\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \cdot l_w} = \frac{475,02}{2 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 123} = \\ &= 0,31 \text{ см.} \end{aligned}$$

Згідно з вимогами табл. 38 в [1] у цих умовах катет шва повинен бути не менше 6мм. Конструктивно його приймаємо $k_f = 8 \text{ мм}$.

6.2.6. Розрахунок з'єднання другорядних балок з головною балкою ГБ1

У нашому прикладі балки з'єднуються в одному рівні.

Розглянемо один з можливих варіантів з'єднання балок і виконаємо розрахунок його елементів. Попередньо, з конструктивних міркувань задаємося габаритними розмірами накладок.

Для з'єднання другорядних балок І30а з головною балкою ГБ1 приймаємо накладки розмірами 250 x 250 x 8 із сталі класу С235. Накладки прикріплюємо на монтажі до ребер головної балки болтами грубої точності класу 4.6 діаметром $d = 20 \text{ мм}$.

Розрахунковою силою є опорна реакція другорядної балки, яку збільшуємо на 20%

$$P = 1,2 \cdot V_{0.Б} = 1,2 \cdot 75,4 = 90,48 \text{ кН.}$$

І. Виконуємо перевірку міцності конструктивно прийнятих накладок.

За формулою (50), для цього попередньо знаходимо:

а) величину розрахункового моменту за формулою (53)

$$M_{нак} = 90,48 \cdot 20,0 = 1809,60 \text{ кН·см;}$$

б) момент опору накладок за формулою (54)

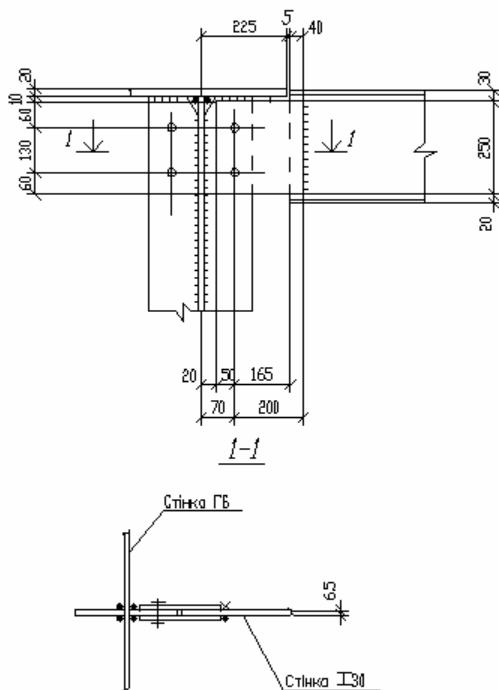


Рис. 28. Розрахункова схема з'єднання балок

$$M_{\text{накл}} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 25^2}{6} = 166,66 \text{ см}^3;$$

в) сумарну площу поперечного перерізу накладок

$$\sum A_{\text{накл}} = 25 \cdot 0,8 \cdot 2 = 40,0 \text{ см};$$

г) нормальні й дотичні напруження у накладках за формулами (51), (52):

$$\sigma_{\text{накл}} = \frac{M_{\text{накл}}}{W_{\text{накл}}} = \frac{1809,60}{166,66} = 10,86 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{\text{накл}} = \frac{P}{\sum A} = \frac{90,48}{40,0} = 2,26 \text{ кН/см}^2;$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{ред}} &= \sqrt{\sigma_{\text{накл}}^2 + 3\tau_{\text{накл}}^2} = \sqrt{10,86^2 + 3 \cdot 2,26^2} = \\ &= 11,54 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 1,15 \cdot 23 \cdot 1,1 = 29,1 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Умову формули (50) виконано, тобто несуча спроможність накладок забезпечена.

II. Розрахунок швів , що прикріплюють накладки до стінки другої балки.

Ці шви виконують ручною зваркою, катет шва необхідно приймати:

- мінімально допустимий відповідно до табл. 38 в [1] – $k_{f \min} = 5 \text{ мм};$

- максимально можливий –

$$k_{f \min} = 1,2t_{\min} = 1,2t_{\text{накл}} = 1,2 \cdot 6,5 = 7,8 \text{ мм},$$

приймаємо $k_f = 8 \text{ мм}.$

1) Визначаємо дотичні напруження у швах від розрахункової сили P за формулами (56), (57):

а) по металу шва

$$\tau_f = \frac{P}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{90,48}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot (25-1)} = 3,37 \text{ кН/см}^2;$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\tau_z = \frac{P}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{90,48}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot (25-1)} = 2,36 \text{ кН/см}^2.$$

2) Знаходимо згинальний момент, який створює опорна реакція балки відносно центру тяжіння шва, за формулою (58)

$$M = 90,48 \cdot 20,0 = 1809,60 \text{ кН·см}.$$

3) Визначаємо нормальні напруження у швах від дії згинального моменту за формулами (59), (60):

а) по металу шва

$$\sigma_f = \frac{M}{W_f} = \frac{6M}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2} = \frac{6 \cdot 1809,6}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot (25-1)^2} = 16,83 \text{ кН/см}^2;$$

б) по металу на межі сплавлення

$$\sigma_z = \frac{M}{W_z} = \frac{6M}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2} = \frac{6 \cdot 1809,6}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot (25-1)^2} = 11,78 \text{ кН/см}^2.$$

4) Перевіряємо міцність швів за формулами (61),(62):

а) рівнодіючі напруження по металу шва

$$\sigma_f = \sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2} = \sqrt{16,83^2 + 3,37^2} = 17,164 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< R_{wf} \cdot \gamma_c = 18 \cdot 1 = 18,0 \text{ кН/см}^2;$$

б) рівнодіючі напруження по межі сплавлення

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_z^2 + \tau_z^2} = \sqrt{11,78^2 + 2,36^2} = 12,014 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< R_{wf} \cdot \gamma_c = 0,45 \cdot R_u \cdot \gamma_c = 0,45 \cdot 36 = 16,2 \text{ кН/см}^2.$$

III. Розрахунок болтів, що прикріплюють накладки до ребра головної балки.

Для з'єднання приймаємо болти М20 класу 4.6.

1) Визначаємо розрахункові зусилля, які можуть бути сприйняті одним болтом у з'єднанні, за формулами (63),(64):

а) з умов зрізу

$$N_{\sigma} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s = 15 \cdot 0,9 \cdot (3,14 \cdot 1^2) \cdot 2 = 87,78 \text{ кН},$$

де $R_{bs} = 15 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір зрізу болтів за табл.58 в [1]; $\gamma_b = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи з'єднання за табл.35 в [1]; A_b – площа перерізу болта; $n_s = 2$ – число площин зрізу;

б) з умови змину

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{\min} = 36,5 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 0,8 \approx 52,6 \text{ кН},$$

де $R_{bp} = 36,5$ – розрахунковий опір змину елементів з'єднаних болтами (сталь С235) за табл. 59 в [1]; $d = 2 \text{ см}$ – діаметр стержня болта; $\sum t_{\min} = 0,8$ – найменша сумарна товщина елементів, стиснутих в одному напрямі.

2) Визначаємо необхідну кількість болтів у з'єднанні за формулою (65)

$$n \geq \frac{P}{[N_{\min}] \cdot \gamma_c} = \frac{90,48}{52,6 \cdot 1} = 1,72.$$

Приймаємо два болта, розташування яких зображене на рис. 28. Болти потрібно розташувати відповідно до вимогам табл. 39 в [1].

6.3. Підбір перерізу наскрізної колони

Розріз балочної клітини

- відмітка низу колони	$h_{\sigma} = -0,500 \text{ м}$
- відмітка рівня балки настилу	$H = +7.400 \text{ м}$
- висота головної балки	$h = 1250 \text{ мм}$
- висота другорядної балки	$h_{\text{д.б.}} = 300 \text{ мм}$
- опорне ребро нижче головної балки на 20 мм	$= 0,02 \text{ м.}$

Проектуємо переріз колони з двох прокатних швелерів, тоді

$$A_{\text{ша}} = 45,2 / 2 = 22,6 \text{ см}^2, i_{mp} = \frac{663}{50} = 13,26 \text{ см.}$$

Для 1-ої спроби приймемо 2[№ 33 з характеристиками:

$$A = 46,5 \text{ см}^2, i_x = 13,1 \text{ см}, I_y = 410 \text{ см}^4, i_y = 2,97 \text{ см}, b = 10,5 \text{ см},$$

$$b_k = 26 \text{ см}$$

$$i_y = 0,44 \cdot 26 = 11,44 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{l_p}{i_x} = \frac{677}{11,44} = 60$$

$$\varphi = 0,816$$

$$\sigma_x = \frac{889,4}{0,816 \cdot 93} = 11,72 \text{ кН/см}^2 > 23 \text{ кН/см}^2 \cdot 0,8 = 18,4 \text{ кН/см}^2.$$

Умова не виконана.****

За сортаментом приймемо 2[№ 24а з характеристиками:

$$A = 32,9 \text{ см}^2, i_x = 9,84 \text{ см}, I_y = 254 \text{ см}^4, z_0 = 2,67 \text{ см}, b = 95 \text{ мм},$$

$$i_y = 2,78 \text{ см}, b_k = 28 \text{ см}$$

$$i_y = 0,44 \cdot b_k = 0,44 \cdot 28 = 12,32 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{l_p}{i_x} = \frac{663}{9,84} = 68$$

$$\varphi = 0,764$$

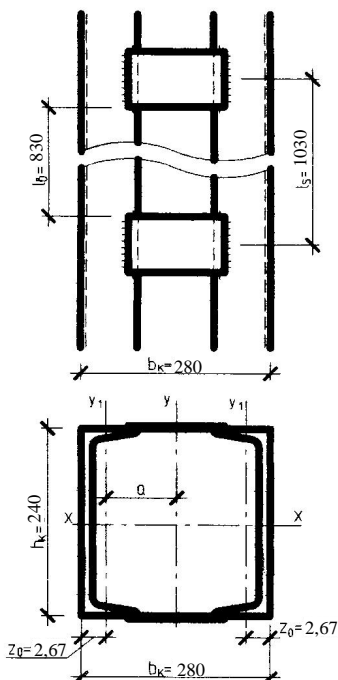
$$\sigma_x = \frac{889,4}{0,764 \cdot 65,8} = 17,7 \text{ кН/см}^2 < 23 \cdot 0,8 = 18,4 \text{ кН/см}^2$$

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_g^2} = \sqrt{68^2 - 30^2} = 61 \quad \varphi = 0,800$$

$$\sigma_y = \frac{889,4}{0,8 \cdot 65,8} = 16,9 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2 \cdot 0,8 = 18,4 \text{ кН/см}^2$$

Остаточно приймемо швелер № 24а.

6.3.1. Розрахунок з'єднальних планок наскрізної колони



Прийmemo геометричні розміри планки:

$$h_{nl} = (0,5 \dots 0,75) b_k = (14 - 21) \text{ см}$$

Прийmemo $h_{nl} = 20 \text{ см}$;

$$t_{nl} = 0,6 \text{ см}; b_{nl} = 20 \text{ см}$$

$$I_{nl} = \frac{t_{nl} b_{nl}^3}{12} = \frac{0,6 \cdot 20^3}{12} = 400 \text{ см}^4$$

$$b_0 = b_k - 2z_0 = 28 - 2 \cdot 2,67 = 22,66 \text{ см}$$

$$l_e = \lambda_y i_y = 30 \cdot 2,78 = 83,4 \text{ см}$$

$$n = \frac{I_n l_e}{b_0 I_e} = \frac{400 \cdot 83,4}{22,66 \cdot 254} = 4,89 < 5$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \cdot \lambda_e^2 (1+n)} =$$

$$= \sqrt{50^2 + 0,82 \cdot 30^2 (1+0,4225)} =$$

$$= 59,6$$

$$n = \frac{I_e \cdot b_0}{I_{nl} \cdot l_s} = \frac{254 \cdot 22,66}{400 \cdot 83,4} = 0,4225$$

$$\lambda_{ef} = 59,6 \equiv \lambda_x = 68.$$

Умови СНиП задовільнено.

Визначимо кількість та крок планок.

$$l_s = l_e + h_{nl} = 83 + 20 = 103 \text{ см}$$

$$n = \frac{l_p}{l_s} = \frac{633}{103} = 6,15$$

Прийmemo 6 планок.

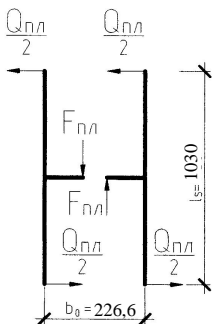
$$Q_{fic} = 0,24A = 0,24 \cdot 65,8 = 15,8 \text{ кН}$$

$$Q_{nl} = \frac{Q_{fic}}{2} = \frac{15,8}{2} = 7,9 \text{ кН}$$

Вигинний момент планки:

$$M_{nl} = \frac{Q_{nl}}{2} \cdot l_s = \frac{7,9}{2} \cdot 103 = 424,104 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$F_{nl} = \frac{Q_{nl} \cdot l_s}{b_0} = \frac{7,9 \cdot 103}{22,66} = 47,28 \text{ кН}.$$



Перевірка міцності

$$\tau_{nl} = \frac{F_{nl}}{A_{nl}} = \frac{47,28}{12} = 3,97 \text{ кН/см}^2$$

$$W_{nl} = \frac{t_{nl} t_{nl}^3}{6} = \frac{0,6 \cdot 20^3}{6} = 40 \text{ см}^4$$

$$A_{nl} = 0,6 \cdot 20 = 12 \text{ см}^2$$

$$\sigma_{nl} = \frac{M_{nl}}{W_{nl}} = \frac{424,104}{40} = 10,103 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{nl}^2 - 3\tau_{nl}^2} \leq 1,15R_y$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{10,103^2 - 3 \cdot 3,94^2} = 19,35 \text{ кН/см}^2 < 1,15R_y = 26,45 \text{ кН/см}^2.$$

6.3.2. Розрахунок зварних швів з'єднальних планок

Площа шва:

$$A_f = \beta_f k_f l_w = 1,1 \cdot 0,5 \cdot 20 = 11 \text{ см}^2.$$

Момент опору планок

$$W_f = \frac{\beta_f k_f l_w^3}{6} = \frac{1,1 \cdot 0,5 \cdot 20^3}{6} = 44 \text{ см}^3.$$

Катет шва: $k_f = 6 \text{ мм}$.

Визначаємо дотичні напруження у швах від дії сили F_{nl}

$$\tau_f = \frac{F_{nl}}{A_f} = \frac{47,28}{11} = 4,3 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2.$$

Перевіряємо міцність швів рівнодіючої напруження по металу швів

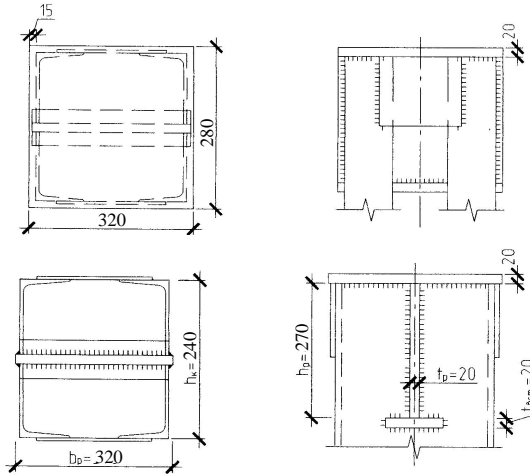
$$\sigma_{pav} = \sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$$

$$\sigma_{pav} = \sqrt{16,46^2 + 4,3^2} = 17 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2.$$

6.3.3. Розрахунок оголовку наскрізної колони

Опорна плита оголовку служить для передачі тиску з торців головної балки на опорні ребра оголовку, тому її товщина визначається не розрахунком, а конструктивними вимогами. Прийmemo $t_p = 20 \text{ мм}$.

Розміри плити оголовку приймаються на 20-30 мм більшими ніж розміри перерізу колони.



$$b_k = 280 \text{ мм} \quad h_k = 240 \text{ мм}$$

Ширина ребра-траверси:

$$b_p = b_k + 2t_{он.пл} = 280 + 2 \cdot 20 = 320 \text{ мм}$$

Товщина ребра-траверси

$$t_p = \frac{1,2N_k}{b_p R_p} = \frac{1,2 \cdot 889,4}{32 \cdot 34,29} = 1,87 \text{ см}$$

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{36}{1,05} = 34,29 \text{ кН/см}^2.$$

Прийmemo $t_p = 20 \text{ мм}$.

З умови на зріз, визначаємо висоту ребра

$$h_p = \frac{1,2N_k}{4 \cdot \beta_f \gamma_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 889,4}{4 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 26,99 \text{ см} = 27 \text{ см}.$$

Визначимо довжину зварних швів

$$l_w = \frac{1,2N_k}{n_{ув} \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}$$

$$l_w = \frac{1,2 \cdot 889,4}{4 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 26,99 \text{ см} = 27 \text{ см}$$

$$k_f = \frac{1,2N_k}{n_{ув}\beta_f h_p R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 889,4}{4 \cdot 0,7 \cdot 27 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 0,98 \text{ см.}$$

Прийmemo $k_f = 1 \text{ см.}$

Прийmemo $h_p = 27 \text{ см.}$

$$l_\omega \leq 85\beta_f k_f$$

$$l_\omega = 27 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1 = 59,5 \text{ см.}$$

$$\text{Перевірка: } \tau = \frac{1,2N_k}{2 \cdot h_p t_p} \leq R_s \cdot \gamma_c$$

$$\tau = \frac{1,2 \cdot 889,4}{2 \cdot 27 \cdot 2} = 12,34 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 13,34 \text{ кН/см}^2$$

$$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2.$$

З умови вириву ребра визначасмо товщину вставки

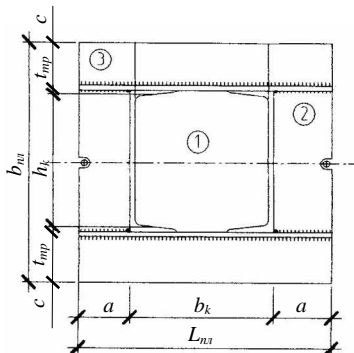
$$t_{всм} = \frac{1,2N_k}{2 \cdot h_p R_s} = \frac{1,2 \cdot 889,4}{2 \cdot 27 \cdot 13,34} = 2,1 \text{ см.}$$

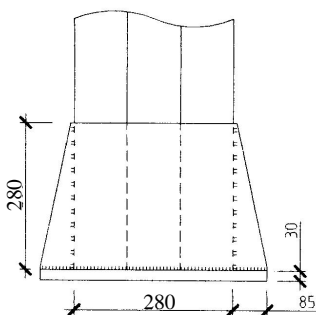
Приймаємо $t_{всм} = 20 \text{ мм.}$

6.3.4. Розрахунок бази наскрізної колони

6.3.4.1. Розрахунок опорної плити

Бетон фундаменту класу В15.





$$b_2 = \frac{L_{nl} - b_k}{2} = \frac{45 - 24}{2} = 10,5 \text{ см}$$

$$\beta = f \cdot \left(\frac{10,5}{24} \right) = 0,336$$

т.к. значення $0,336 < 5$, то визначаємо як консольну плиту

$$M_2 = \frac{q_{nl} c^2}{2} = \frac{0,7 \cdot 10,5^2}{2} = 25,3 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

3-я ділянка

Консольний

$$M_2 = \frac{q_{nl} c_3^2}{2} = \frac{0,7 \cdot 7,3^2}{2} = 18,65 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M_{\max} = 37,1 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Визначаємо, потрібну товщину плити

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 37,1}{23}} = 3,01 \text{ см.}$$

Для сталі С235 $R_y = 23 \text{ кН} \cdot \text{см}^2$.

Прийmemo $t_{nl} = 30 \text{ мм}$.

Для зварювання приймаємо електроди Э42 з $R_{wf} = 18 \text{ кН} \cdot \text{см}^2$.

$$k_f = \frac{N}{2\beta \sum l_{ув} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{889,4}{2 \cdot 0,7 \cdot 180 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 0,36 \text{ см}$$

$$\sum l_{ув} = 45 \cdot 2 + 2 \cdot 24 + 4 \cdot 10,5 = 180 \text{ см.}$$

Приймаємо за СНиП табл. 38* $k_f = 8 \text{ мм}$.

6.3.4.2. Розрахунок траверси

$$q_{mp} = q_{nl} \frac{b_{nl}}{2} = 0,7 \cdot \frac{41}{2} = 18,55 \text{ кН/см}$$

$$M_{mp} = \frac{q_{mp} b_2^2}{2} = \frac{18,55 \cdot 10,5^2}{2} = 670,12 \text{ кН/см}^2; \quad b_2 = 10,5 \text{ см}$$

$$h_{mp} = l_w + 1 = \frac{N}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1$$

$$k_f = 1,2 t_{mp} = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ мм} = 1,44 \text{ см}$$

Електроди Э42 ($R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$)

$$h_{mp} = \frac{889,4}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,44 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 27,1 \text{ см.}$$

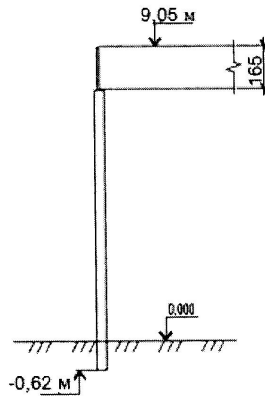
Приймемо $h_{mp} = 28 \text{ см.}$

$$W_{mp} = \frac{t_{mp} h_{mp}^2}{6} = \frac{1,2 \cdot 28^2}{6} = 156,8 \text{ см}^3$$

$$\sigma_{mp} = \frac{M_{mp}}{W_{mp}} = \frac{670,12}{156,8} = 4,27 \text{ кН/см}^2.$$

6.4. Розрахунок колони суцільного перерізу

6.4.1. Підбір перерізу колони



Відмітка низу колони – 0,62 м.

Відмітка верху балки настилу – 9,05 м.

Висота головної балки – 1,65 м.

Визначаємо висоту колони:

$$l = 9050 + 620 - 1650 = 8020 \text{ мм} = 8,02 \text{ м.}$$

З'єднання колони з фундаментом та головною балкою, тому $\mu = 1$.

Навантаження на колону від двох балок

$$N_k = 2 \cdot F_A = 2 \cdot 969,82 = 1939,64 \text{ кН.}$$

Визначаємо вертикальне навантаження на колону з урахуванням її власної ваги:

$$N_k = 2 \cdot V_{сб} \cdot 1,03 = 1939,64 \cdot 1,03 = 19979,83 \text{ кН.}$$

Визначаємо необхідний переріз сплошностінчастої колони.

Площа поперечного перерізу: попередньо задаємося гнучкістю або коефіцієнтом поздовжнього вигину:

1-а спроба

$$\lambda = 90 \quad \varphi = 0,625 \quad R_y = 23 \text{ кН/см}^2 \quad \gamma_c = 0,8$$

$$A_{mp} = \frac{N_p}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1997,83}{0,625 \cdot 0,8 \cdot 23} = 138,9 \text{ см}^2.$$

Визначаємо необхідний радіус інерції перерізу колони:

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{762,8}{90} = 8,48 \text{ см.}$$

Використовуючи приблизну залежність радіусів інерції від конфігурації перерізу:

$$i_x = \alpha_x \cdot h; \quad \alpha_x, \alpha_y - \text{ для двотаврового перерізу}$$

$$i_y = \alpha_y \cdot b; \quad \alpha_x = 0,24; \quad \alpha_y = 0,43.$$

Прийmemo $h_k = b_k$

$$b_f = \frac{i_y}{0,24} = \frac{8,48}{0,24} = 35,3 \text{ см.}$$

Остаточно приймаємо, згідно сортаменту сталі $h \approx b = 32 \text{ см} = 320 \text{ мм.}$

Компонуючи переріз двотавру стержня колони виходячи з того, що товщина стінки (t_{cm}) та товщина поясних швів (t_n) підбираємо виходячи з отриманої площі A_{mp} , а також умов забезпечення їх стій-

кості, також як і для балок складеного перерізу: $t_f \geq 3t_w \frac{t}{t_{cm}} \leq 3$, а та-

кож виходячи з конструктивних міркувань, $t_{cm} \geq 8 \text{ мм.}$

Окрім цього необхідно виходячи з того, що для отримання у шуканому перерізі колони, яка можна більше значення i_y для цього необхідно прагнути к тому, щоби $\approx 80\%$ перерізу двотавру приходить-ся на площу поясів та $\approx 20\%$ – на стінку двотавру.

Висоту стінки даного двотавру можемо прийняти:

$$t_w = 0,8 \text{ см}; \quad h_w = 32 - 2 \cdot 1,8 = 28,4 \text{ см}$$

$$t_f = 1,8 \text{ см}; \quad b_f = b_k = 32 \text{ см.}$$

Фактична площа

$$A_f = 2 \cdot 32 \cdot 1,8 = 115,2 \text{ см}^2;$$

$$A_w = 28,4 \cdot 0,8 = 22,72 \text{ см}^2;$$

$$A_{\text{общ}} = 137,92 \text{ см}^2;$$

$$I_y = 2 \frac{b_f^2 t_f}{12} = 2 \cdot \frac{32^3 \cdot 1,8}{12} = 9830,4 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{\text{общ}}}} = \sqrt{\frac{9830,4}{137,92}} = 8,44 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{802,0}{8,44} = 90,4 \approx 90$$

$$\varphi_y = 0,62525$$

$$\sigma_y = \frac{N_k}{\varphi_y \cdot A_{\text{общ}}} = \frac{1997,83}{0,62525 \cdot 137,92} = 23,2 \text{ кН/см}^2 \leq R_y = 23 \text{ кН/см}^2$$

$$\Delta = \frac{R_y - \sigma_y}{R_y} \cdot 100\% = \frac{23 - 23,2}{23} \cdot 100\% = 0,87\% < 5\% - \text{що допускається.}$$

Розрахуємо навантаження від істинної ваги колоні:

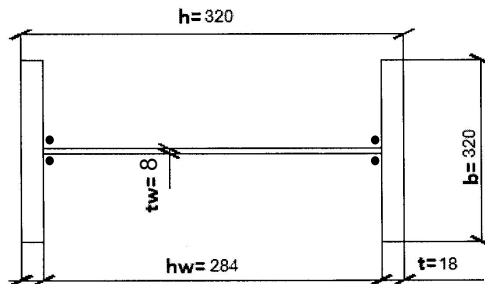
$$V_k = (0,32 \cdot 0,018 \cdot 2 + 0,284 \cdot 0,008) \cdot 7,628 \cdot 1,05 \cdot 78,5 = 8,67 \text{ кН}$$

$$N = \frac{N_p}{1,03} + V_k = \frac{1997,83}{1,03} + 8,67 = 1948,3 \text{ кН}$$

$$\sigma_y = \frac{N_k}{\varphi_y \cdot A_{\text{общ}}} = \frac{1948,3}{0,62525 \cdot 137,92} = 22,59 \text{ кН/см}^2 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2$$

$$\Delta = \frac{R_y - \sigma_y}{R_y} \cdot 100\% = \frac{23 - 22,59}{23} \cdot 100\% = 1,78\% < 5\% - \text{що допускається.}$$

Остаточного переріз прийнятої колоні



Визначаємо найбільш допустиме співвідношення $\frac{b_{ef}}{t_f}$, забезпечує стійкість поясу колони двотаврового перерізу з умовою гнучкості $\bar{\lambda}$:

$$\begin{aligned}\bar{\lambda} &= \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 3,01 \\ \frac{b_{ef}}{t_f} &= \frac{(32-0,8)}{2 \cdot 1,8} = 8,67 < (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= (0,36 + 0,1 \cdot 3,01) \sqrt{\frac{20600}{23}} = 19,76.\end{aligned}$$

Умовою виконання стійкості полок колони забезпечено.

Перевірка місцевої стійкості стінки

$$\begin{aligned}\frac{h_w}{t_w} &= \frac{(32-2 \cdot 1,8)}{0,8} = 35,5 \\ \bar{\lambda}_{uw} &= 1,2 + 0,35\bar{\lambda} = 1,2 + 0,35 \cdot 3,01 = 2,2535 < 2,3 \\ \frac{h_w}{t_w} &= 35,5 < \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2,2535 \sqrt{\frac{20600}{23}} = 67,4.\end{aligned}$$

Значить у нашому випадку проміжні ребра жорсткості становити не обов'язково, однак конструктивно ставиться як мінімум одне ребро в середині стержня колони.

6.4.2. Розрахунок оголовку

Конструктивно приймаємо $b_{oe} \times h_{oe} = 360 \times 360$ мм. Товщину плити оголовку приймаємо 20 мм.

$$b_k \times h_k = 320 \times 320 \quad b_p = b_f^* + 2t_{on.nl} = 200 + 2 \cdot 16 = 232 \text{ мм.}$$

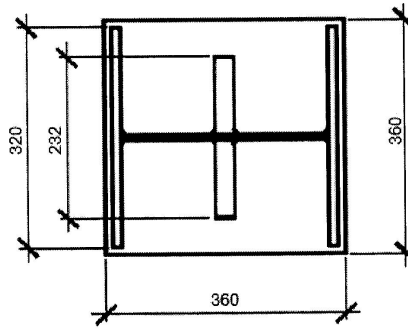
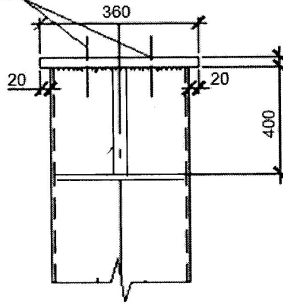
Товщина ребра

$$\begin{aligned}t_p &= \frac{2 \cdot V_a \cdot 1,2}{l_p R_p} = \frac{2 \cdot 993,3 \cdot 1,2}{23,2 \cdot 32,7} = 3,14 \text{ см} \\ R_p &= 32,7 \text{ кН/см}^2.\end{aligned}$$

Прийmemo $t_p = 32$ мм

$$h_p = \frac{2 \cdot V_a \cdot 1,2}{2t_p R_s} = \frac{2 \cdot 993,3 \cdot 1,2}{2 \cdot 32 \cdot 13,34} = 27,9 \text{ см}$$

Отв. 4 d=23



$$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2$$

$$h_p = \frac{2F \cdot 1,2}{n_{ув} \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1$$

$$h_p = \frac{2 \cdot 993,3 \cdot 1,2}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 18 \cdot 1,1 \cdot 1} + 1 = 44 \text{ см.}$$

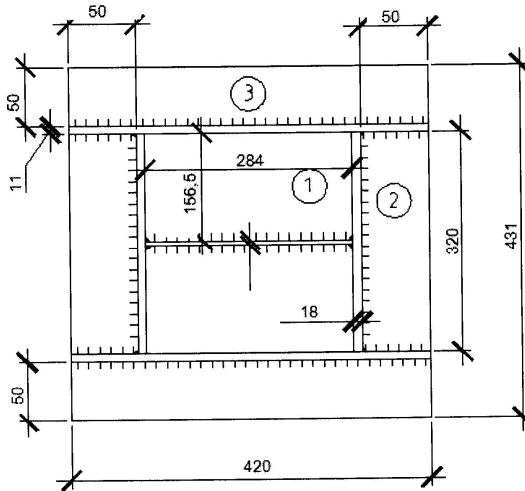
Прийmemo $h_p = 450 \text{ мм.}$

6.4.3. Розрахунок бази колони

Визначимо необхідну площу опорної плити:

$$A_{пл}^{mp} \geq \frac{N}{\gamma R_{bn}} ;$$

$$A_{пл}^{mp} \geq \frac{1948,3}{1,1 \cdot 1,45} = 1221,5 \text{ см}^2$$



R_{cm} – розрахункових опір бетону осьового стиску; $R_{bn} = 14,5$ МПа (для бетону В25).

Так як на стадії розрахунку бази відношення площі верхнього обрізу фундаменту до площі плити не відомо, то задаються коефіцієнтом $\psi = 1,2 - 1,5$

$$R_{cm} = \psi R_{bn} = 1,2 \cdot 14,5 = 1,74 \text{ кН/см}^2.$$

Визначимо ширину плити: $L_{пл} = B = \sqrt{A_{пл}^{mp}} = 35$, приймаємо $B = 42$ см.

Дійсний опорний тиск фундаменту:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{1948,3}{42 \cdot 42} = 1,1 \text{ кН/см}^2 < R_{cm} = 1,74 \text{ кН/см}^2.$$

Визначимо товщину плити з умов її роботи на вигин.

Навантаження на плиту є рівномірно-розподільчий тиск фундаменту σ_{ϕ} , а її опорами – торці стержня колони, траверси. З умови опирання всю площу опорної плити розчлїняють на ділянки: 1 – оперті по чотирьом сторонам, 2 – оперті по трьох сторонах, 3 – консольний.

Виділивши смугу шириною в 1 см, визначимо момент у плиті консольної ділянки 3:

$$M_3 = \frac{\sigma_{\phi} l_3^2}{2} = \frac{1,2 \cdot 2,3^2}{2} = 5,4 \text{ кН·см.}$$

Вигинний момент ділянки 2, обертої по трьох сторонах:

$$M_2 = \beta \sigma_{\phi} a^2.$$

Відношення сторін $\frac{b}{a} = \frac{50}{320} = 0,156 < 0,5 \rightarrow$ плиту розраховуємо

як консоль з вильотом $c = a$:

$$M_2 = \frac{\sigma_{\phi} c^2}{2} = \frac{1,2 \cdot 5^2}{2} = 6,875 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Вигинний момент ділянки 1, обертої по чотирьом сторонам: відношення сторін

$$\frac{b}{a} = \frac{284}{156} = 1,82 \rightarrow \alpha = 9,4633$$

$$M_1 = \alpha \sigma_{\phi} a^2 = 0,4633 \cdot 1,1 \cdot 15,6^2 = 124 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Визначаємо товщину плити по найбільшому з моментів: $M_1 = 124 \text{ кН}\cdot\text{см}.$

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 124}{23}} = 5,69 \text{ см}.$$

Прийmemo $t_{nl} = 60 \text{ мм}.$

Для зварювання приймаємо електроди Э42 з $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$

$$k_f = \frac{2F \cdot 1,2}{2\beta \sum l_{uw} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{1948,3}{2 \cdot 0,7 \cdot 168 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 0,46 \text{ см}$$

$$l_{uw} = 420 \cdot 2 + 4 \cdot 50 + 2 \cdot 320 = 1680 \text{ мм} = 168 \text{ мм}.$$

Прийmemo за СНиП табл. 38* $k_f = 10 \text{ мм}.$

6.4.3.1. Розрахунок траверси

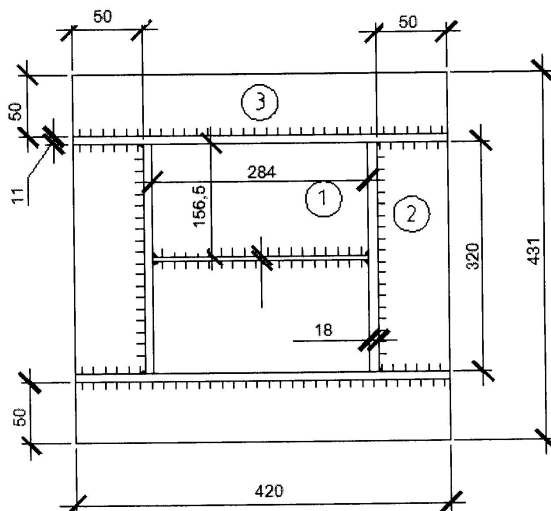
$$h_{mp} = l_w + 1 = \frac{N}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1$$

$$k_f = 1,2 t_{mp} = 1,2 \cdot 10 = 12 \text{ мм} = 1,2 \text{ см}$$

Електроди Э42 ($R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$)

$$h_{mp} = \frac{1948,3}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 32,2 \text{ см}.$$

Прийmemo $h_{mp} = 32 \text{ см}.$



Необхідна товщина зварювального шву:

$$k_f = \frac{N}{\beta \sum l_{ув} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{2492,9}{0,7 \cdot 146 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 1,31 \text{ см}$$

$$\sum l_{ув} = 42 + 2 \cdot 5 + 2 \cdot 32 = 118 \text{ см.}$$

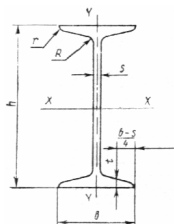
Прийемо $k_f = 12 \text{ мм.}$

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. СНиП 11-23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1990. – 96 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1976.
3. Беленя Е.И. и др. Металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
4. Кузнецов В.В. и др. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. Т.1. Общая часть. – М., 1998. – 569 с.
5. Лихтарников Я.М. и др. Расчет стальных конструкций. Справочное пособие. – К.: Будівельник, 1976. – 350 с.
6. Мандриков А.П., Лялин И.М. Проектирование металлических конструкций. – М.: Стройиздат, 1973. – 128 с.

Додатки

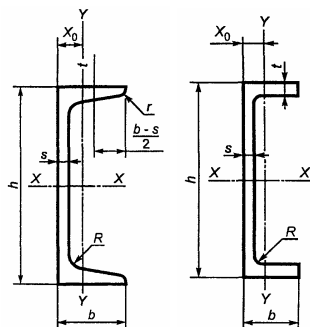
Сортамент необхідних прокатних профілів для компонування елементів балочної клітки (табл. 2.3; 2.4; 2.5; 2.11; 2.12; 2.13; 2.14; 2.25; 2.26 [4]).



Таблицы 2.3. Сортамент горячекатанная двутавров (с уклоном внутренних граней полок 6-12%) по ГОСТ 8239-97

Номер дву- тавра	Размеры						Площадь попереч- ного сече- ния, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
	h	b	s	t	R	r			X – X				Y – Y		
					не более				I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
					мм										
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55
16	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69
33	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89
40	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03
45	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09
50	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23
55	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39
60	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	138,0	108,00	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,00	3,54

Примечание: Двутавры №№ 24-60 не рекомендуется применять в новых разработках.

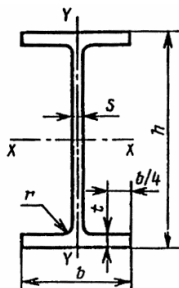


Таблицы 2.4. Сортамент горячекатанных швеллеров по ГОСТ 8240-97

Номер швеллера	h	b	s	t	R	r	Площадь поперечно- го сечения F , см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей							X ₀ , см
	мм								x-x				y-y			
									I_x , см ⁴	W_{x_3} , см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_{y_3} , см ³	i_y , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16
6,5	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	5,90	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24
8	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	23,30	12,80	4,75	1,19	1,31
10	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,90	8,59	174,0	34,8	3,99	20,40	20,40	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,30	10,40	304,0	50,6	4,78	29,60	31,20	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,60	12,30	491,0	70,2	5,60	40,80	45,40	11,00	1,70	1,67
16	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,10	14,20	747,0	93,4	6,42	54,10	63,30	13,80	1,87	1,80
16a	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,50	15,30	823,0	103,0	6,49	59,40	78,80	16,40	2,01	2,00
18	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,24	69,80	86,00	17,00	2,04	1,94
18a	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,20	17,40	1190,0	132,0	7,32	76,10	105,00	20,00	2,18	2,13
20	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,40	18,40	1520,0	152,0	8,07	87,80	113,00	20,50	2,20	2,07
22	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,70	21,00	2110,0	192,0	8,89	110,00	151,00	25,10	2,37	2,21

Продовження табл. 2.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
24	240	90	5,6	10	10,5	4	30,6	24	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
27	270	95	6	10,5	11	4,5	35,2	27,7	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	300	100	6,5	11	12	5	40,5	31,8	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
33	330	105	7	11,7	13	5	46,5	36,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36	360	110	7,5	12,6	14	6	53,4	41,9	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,1	2,68
40	400	115	8	13,5	15	6	61,5	48,3	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75
<i>Швеллери с параллельными гранями полок</i>																
5П	50	32	4,4	7,0	6,0	3,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,61	5,95	2,99	0,98	1,21
6,5П	65	36	4,4	7,2	6,0	3,5	7,51	5,90	48,8	15,0	2,55	9,02	9,35	4,06	1,12	1,29
8П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,30	13,90	3,31	1,24	1,38
10П	100	46	4,5	7,6	7,0	4,0	10,90	8,59	175,0	34,9	3,99	20,50	22,60	7,37	1,44	1,53
12П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,30	10,40	305,0	50,8	4,79	29,70	34,90	9,84	1,62	1,66
14П	140	58	4,9	8,1	8,0	4,5	15,60	12,30	493,0	70,4	5,61	40,90	51,50	12,90	1,81	1,82
16П	160	64	5,0	8,4	8,5	5,0	18,10	14,20	750,0	93,8	6,44	54,30	72,80	16,40	2,00	1,97
16аП	160	68	5,0	9,0	8,5	5,0	19,50	15,30	827,0	103,0	6,51	59,50	90,50	19,60	2,15	2,19
18П	180	70	5,1	8,7	9,0	5,0	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,26	70,00	100,00	20,60	2,20	2,14
18аП	180	74	5,1	9,3	9,0	5,0	22,20	17,40	1200,0	133,0	7,34	76,30	123,00	24,30	2,35	2,36
20П	200	76	5,2	9,0	9,5	5,5	23,40	18,40	1530,0	153,0	8,08	88,00	134,00	25,20	2,39	2,30
22П	220	82	5,4	9,5	10,0	6,0	26,70	21,00	2120,0	193,0	8,90	111,00	178,00	31,00	2,58	2,47
24П	240	90	5,6	10,0	10,5	6,0	30,60	24,00	2910,0	243,0	9,75	139,00	248,00	39,50	2,85	2,72
27П	270	95	6,0	10,5	11,0	6,5	35,20	27,70	4180,0	310,0	10,90	178,00	314,00	46,70	2,99	2,78
30П	300	100	6,5	11,0	12,0	7,0	40,50	31,80	5830,0	389,0	12,00	224,00	393,00	54,80	3,12	2,83
33П	330	105	7,0	11,7	13,0	7,5	46,50	36,50	8010,0	486,0	13,10	281,00	491,00	64,60	3,25	2,90
36П	360	110	7,5	12,6	14,0	8,5	53,40	41,90	10850,0	603,0	14,30	350,00	611,00	76,30	3,38	2,99
40П	400	115	8,0	13,5	15,0	9,0	61,50	48,30	15260,0	763,0	15,80	445,00	760,00	89,90	3,51	3,05



Таблицы 2.5. Сортамент горячекатанных двутавров с параллельными
гранями полк по ГОСТ 26020-83

Номер профиля	мм					Площадь сечения, см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные величины для осей						
	h	b	s	t	r			x-x				y-y		
								I _{xx} , см ⁴	W _{xx} , см ³	S _{xx} , см ³	t _{xx} , см	I _{yy} , см ⁴	W _{yy} , см ³	t _{yy} , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Нормальные двутавры														
10Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7,0	1,42
12Б2	120	64	4,4	6,3		13,21	10,4	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10,0	1,65
14Б2	140	73	4,7	6,9		16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	157	82	4,0	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	160	82	5,0	7,4		20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18,0	2,04
18Б2	180	91	5,3	8,0		23,96	18,8	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	200	100	5,6	8,5	12	28,49	22,4	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1	230	110	5,6	9,0	12	32,91	25,8	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	33,4	2,47
26Б1	258	120	5,8	8,5	12	35,62	28,0	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	261	120	6,0	10,0		39,70	31,2	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1	295	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	299	140	6,0	10,0		46,67	36,6	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13

Продовження табл. 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
35Б1	346	155	6,2	8,5	18	49,53	38,9	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	155	6,5	10,0		55,17	43,3	11550	662,2	373,0	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	165	7,0	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	456,0	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	165	7,5	11,5		69,72	54,7	18530	935,7	529,7	16,30	865,0	104,8	3,52
45Б1	443	180	7,8	11,0	21	76,23	59,8	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	180	8,4	13,0		85,96	67,5	28870	1291,9	732,9	18,32	1269,0	141,0	3,84
50Б1	492	203	8,8	12,0	21	92,98	73,0	37160	1511,0	860,4	19,99	1606,0	160,6	4,16
50Б2	496	200	9,2	14,0		102,80	80,7	42390	1709,0	970,2	20,30	1873,0	187,3	4,27
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89,0	55680	2051,0	1165,0	22,16	2404,0	218,6	4,61
55Б2	547	220	10,0	15,5		124,75	97,9	62790	2296,0	1302,0	22,43	2760,0	250,9	4,70
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78760	2655,0	1512,0	24,13	3154,0	274,3	4,83
60Б2	597	230	11,0	17,5		147,30	115,6	87640	2936,0	1669,0	24,39	3561,0	309,6	4,92
70Б1	631	260	12,0	15,5	24	164,70	129,3	125930	3645,0	2095,0	27,65	4556,0	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5		183,60	144,2	145912	4187	2393,0	28,19	5437,0	418,2	5,44
80Б1	791	280	13,5	17,0	26	203,20	159,5	199500	5044	2917,0	31,33	6244,0	446,0	5,54
80Б2	798	230	14,0	20,5		226,60	177,9	232200	5820	3343,0	32,01	7527,0	537,6	5,76
90Б1	893	300	15,0	18,5	30	247,10	194,0	304400	6817	3954,0	35,09	8365,0	557,6	5,82
90Б2	900	300	15,5	22,0		272,40	213,8	349200	7760	4480,0	35,80	9943,0	662,8	6,04
100Б1	990	320	16,0	21,0	30	293,82	230,6	446000	9011	5234,0	38,96	11520,0	719,9	6,26
100Б2	998	320	17,0	25,0		328,90	258,2	516400	10350	5980,0	39,62	13710,0	856,9	6,46
100Б3	1006	320	18,0	29,0		364,00	285,7	537700	11680	6736,0	40,18	15900,0	993,9	6,61
100Б4	1013	320	19,5	32,5		400,60	314,5	655400	12940	7470,0	40,45	1780,0	1114,3	6,67
Широкополочные двутавры														
20Ш1	193	150	6,0	9,0	13	38,95	30,6	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	226	155	6,5	10,0	14	46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	251	180	7,0	10,0	16	54,37	42,7	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12,0		62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31

Продовження табл. 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
30Ш1	291	200	8,0	11,0	18	68,31	53,6	10400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13,0		77,65	61,0	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	299	200	9,0	15,0		87,00	68,3	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35О1	338	250	9,5	12,5	20	96,67	75,1	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10,0	14,0		104,74	82,2	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	345	250	10,5	16,0		116,30	91,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	388	300	9,5	14,0	22	122,40	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16,0		141,60	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18,0		157,20	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	484	300	11,0	15,0	26	145,70	114,	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5		176,60	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	495	300	15,5	20,5		199,20	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5		221,70	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	580	320	12,0	17,0	28	181,10	142,1	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16,0	20,5		225,30	176,9	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	595	320	18,0	24,5		261,80	205	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Д14	603	320	20,0	28,5		298,34	234,2	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	683	320	13,5	19,0	30	216,40	169,9	172000	5936	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	320	15,0	23,0		251,70	197,6	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	700	320	18,0	27,5		299,80	235,4	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5		341,60	261	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23,0	36,5		389,7	305,9	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17
Колонные двутавры														
20К1	195	200	6,5	10,0	13	52,82	41,5	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20К2	198	200	7,0	11,5		59,70	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23К1	227	240	7,0	10,5	14	66,51	52,2	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	230	240	8,0	12,0		75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04

Продовження табл. 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
26K1	255	260	8,0	12,0	16	83,08	65,2	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26K2	258	260	9,0	13,5		93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26K3	262	260	10,0	15,5		105,90	83,1	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30K1	296	300	9,0	13,5	18	108,00	84,8	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30K2	300	300	10,0	15,5		122,70	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30K3	304	300	11,5	17,5		138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35K1	343	350	10,0	15,0	20	139,70	109,7	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35K2	348	350	11,0	17,5		160,40	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35K3	353	350	13,0	20,0		184,10	144,5	42970	2435	1351	15,28	14330	817	8,81
40K1	393	400	11,0	16,5	22	175,80	138,0	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10,00
40K2	400	400	13,0	20,0		210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40K3	409	400	16,0	24,5		257,30	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40K4	419	400	19,0	29,5		308,60	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40K5	431	400	23,0	35,5		371,00	291,2	121570	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11
Двутавры дополнительной серии (Д)														
24ДБ1	239	115	5,5	9,3	15	35,45	27,8	3535	295,8	166,6	9,99	236,8	41,2	2,58
27ДБ1	269	125	6,0	9,5	15	40,68	31,9	5068	376,8	212,7	11,16	310,5	49,7	2,76
36ДБ1	360	145	7,2	12,3	18	62,60	49,1	13800	766,4	434,1	14,84	627,6	86,6	3,17
35ДБ1*	349	127	5,8	8,5	15	42,78	33,6	8540	489,4	279,4	14,13	291,5	45,9	2,61
40ДБ1*	399	139	6,2	9,0	15	50,58	39,7	13050	654,2	374,5	16,06	404,4	58,2	2,83
45ДБ1*	450	152	7,4	11,0	15	67,05	52,6	21810	969,2	556,8	18,04	648,2	85,0	3,10
45ДБ2*	450,0	180,0	7,6	13,3	18	82,8	66,0	28840	1280	722	18,7	1300	144	3,96
30ДШ1	300,6	201,9	9,4	16,0	18	92,6	72,7	15090	1000	563	12,8	2200	218	4,87
40ДШ1	397,6	302,0	11,5	18,7	22	169,0	124,0	46330	2330	1290	17,1	8590	569	7,36
50ДШ1	496,2	303,8	14,2	21,0	26	198,0	155,0	86010	3470	1950	20,8	9830	647	7,05

* Эти профили наиболее экономичны в сравнении с равнопрочными (W_x) нормальными двутаврами Б.

Таблица 2.11. Сортамент горячекатаного листового проката по ГОСТ 19903-74*

1. Прокат, изготавливаемый в листах

Толщина листов, мм: 0,4; 0,45; 0,5; 0,55; 0,6; 0,63; 0,65; 0,7; 0,75; 0,8; 0,9; 1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,8; 2; 2,2; 2,5; 2,8; 3,0; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4,0; 4,5; 5,0; 5,6; 6; 6,5; 7; 7,5; 8,0; 8,5; 9; 9,5; 10; 10,5; 11; 11,5; 12; 12,5; 13; 13,5; 14; 14,5; 15; 15,5; 16; 16,5; 17; 17,5; 18; 18,5; 19; 19,5; 20; 20,5; 21; 21,5; 22; 22,5; 23; 23,5; 24; 24,5; 25; 25,5; 26; 27; 28; 29; 30; 31; 32; 34; 36; 38; 40; 42; 45; 48; 50; 52; 55; 58; 60; 62; 65; 68; 70; 72; 75; 78; 80; 82; 85; 87; 90; 92; 95; 100; 105; 110; 115; 120; 125; 130; 135; 140; 145; 150; 155; 160.

Ширина листов, мм: 500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800.

Размеры проката

Толщина листа, мм	0,4-0,6	0,63-0,75	0,8-0,9	1	1,2-1,4	1,5-2,8	3-5,6
Ширина листа, мм	500-750; 1000	500-750; 1000; 1250	500-800; 1000; 1250	600-1000; 1250	600-1250	600-1500	600-1800

Продолжение

Толщина листа, мм	6-7,5	8-10,5	11-12,5	13-25,5	26-40	42-160
Ширина листа, мм	700-2000	700-2500	1000-2500	1000-2800	1250-3600	1250-3800

2. Листовой прокат, изготавливаемый в рулонах

Толщина листов, мм: 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,8; 2; 2,2; 2,5; 2,8; 3; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4; 4,5; 5; 5,3; 5,5; 6; 6,3; 7; 7,5; 8; 8,5; 9; 9,5; 10; 10,5; 11; 11,5; 12.

Ширина проката, мм: 500; 530; 550; 600; 630; 650; 670; 700; (710); 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; (1420); 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200.

Размеры рулонов (ширина, толщина)

Толщина проката, мм	1,2-12	1,5-12	3-12	6-10	7-10
Ширина проката, мм	500-630; 1000-1250	650-950; 1400-1500	1600-1800	1900; 2000	2100; 2200

Таблица 2.12. Сортамент холоднокатаного листового проката по ГОСТ 19904-90

Толщина проката, мм: 0,35; 0,4; 0,45; 0,5; 0,55; 0,6; 0,65; 0,7; 0,75; 0,8; 0,9; 1; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,7; 1,8; 2; 2,2; 2,5; 2,8; 3; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4; 4,2; 4,5; 4,8; 5.

Ширина проката, мм: 500; 550; 600; 650; 700; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1200; 1250; 1400; 1450; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2350.

Размер проката, изготавливаемого в рулонах

Толщина проката, мм	0,35-0,5	0,55-0,65	0,7-0,8; 1,5-2; 2,8-3,5	0,9-1,4	2,2; 2,5
Ширина проката, мм	500-1250	500-1700	500-1800	500-2000	500-2300

Примечание. 1. Холоднокатаный листовой прокат изготавливают в листах толщиной 0,35-5 мм и в рулонах толщиной 0,35-3,5 мм. 2. Холоднокатаный листовой прокат, применяемый для изготовления профилированных листов типов Н и НС (см.табл.2.27-2.32), рекомендуется заказывать высокой точности прокатки.

Таблица 2.13. Сортамент горячекатаного широкополосного универсального проката по ГОСТ 82-70*

Толщина проката, мм	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60
Ширина проката, мм	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050

Примечание. По требованию потребителя допускается изготовление широкополосного проката шириной 160, 170, 180, 190, 350, 440, 550, 580 и 710 мм.

Таблица 2.14. Сортамент горячекатаных полос по ГОСТ 103-76*

Толщина полос, мм	4, 5, 6, 7, 8. 9. 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22j 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 56, 60
Ширина полос, мм	11, 12, 14, 16. 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 63, 65. 70, 75, 80, 85. 90, 95. 100. 105, 110, 120, 125, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200

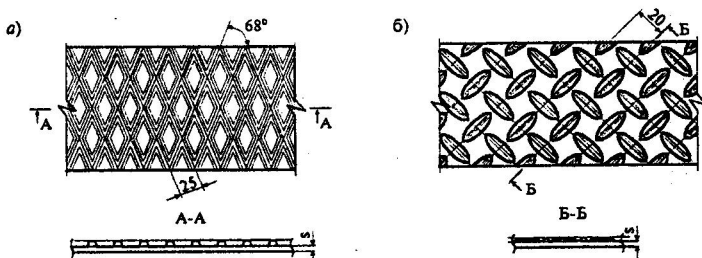
Размеры полос, мм

Толщина полос, мм	4,6-8	5	9, 10, 12	11, 14, 16	18	20	22	25
Ширина полос, мм	12-200	11	16-200	20-200	22-200	25-200	28-200	32-200

Продолжение

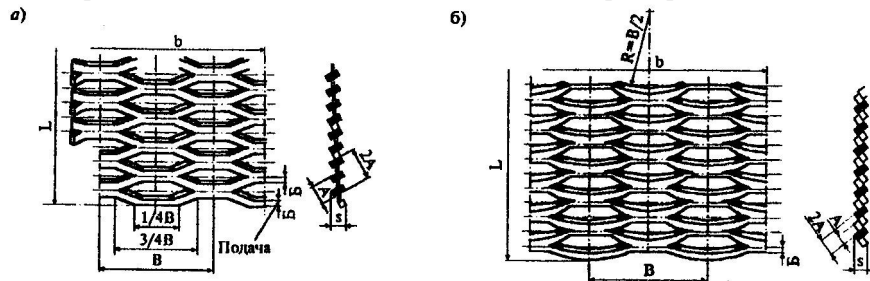
Толщина полос, мм	28-32	36	40	45	50	56	60
Ширина полос, мм	40-200	45-200	50-200	60-200	63, 65, 80-200	80-200	85-200

Таблица 2.25. Сортамент горячекатаных листов с ромбическим (а) и чечевиичным (б) рифлением по ГОСТ 8568-77*



Толщина основания листа s , мм	Ширина основания рифлей b , мм		Угол при вершине рифлей φ , град		Длина рифлей l , мм	Радиус закругления рифлей R , мм	Расположение рифлей на плоскости листа φ , град	Масса 1 м ² листа, кг	Предельные отклонения по массе, %
	Номинальная	Предельное отклонение	Номинальная	Предельное отклонение					
Ромбическое решение									
2,5	5,0	±0,15	28	±2	—	—	—	21,0	±10
3	5,0	±0,15	28	±2	—	—	—	25,1	±10
4	5,0	±0,15	28	±2	—	—	—	33,5	±8
5	5,0	±0,15	28	±2	—	—	—	41,8	±6
6	5,0	±0,15	28	±2	—	—	—	0	±9
8	5,0	±0,15	28	±2	—	—	—	66	±5
10	5,0	±0,15	28	±2	—	—	—	83,0	±3
12	5,0	±0,15	28	±2	—	—	—	99,3	±3
Чечевиичное рифление									
2,5	3,6	±0,15	45	±1	24	30	45	20,1	±10
3	4,0	±0,15	45	±1	24	30	45	24,2	±10
4	4,0	±0,15	45	±1	24	30	45	32,2	±8
5	5,0	±0,15	45	±1	24	30	45	40,5	±6
6	5,0	±0,15	45	±1	24	30	45	48,5	±5
8	6,0	±0,15	45	±1	24	30	45	64,9	±5
10	6,0	±0,15	45	±1	24	30	45	80,9	±3
12	6,0	±0,15	45	±1	24	30	45	96,8	±3

Таблица 2.26. Сортомент просечно-вытяжных листов по ТУ 36.26.11-5-89 (размеры, мм)



Номер листа	Толщина заготов- ки, δ	По- дача B , мм	Шаг ячей- ки, B	Толщина листа s , (енравов- чно)	Размер вы- тяжки за каж- дый ход шта- мповки A	Предельная нагрузка на 1 м длины, кг, при ширине листа, мм									Масса 1 м ² , кг
						500	600	700	800	900	1000	1100	1250	1400	
406	4	6	90	12,7	10	470	390	320	290	260	-	-	-	-	15,7
506	5	6	110	13	124	790	«ю	560	500	440	400	360	320	280	16,4
508	5	8	110	16,8	12,5	1370	1140	970	860	760	680	620	550	490	20,9
510	5	10	110	20,5	12,5	2160	1800	1520	1350	1200	1080	980	870	770	24,7
606	6	6	125	13,4	15	970	810	680	610	540	490	440	390	350	17,3
608	6	8	125	17,1	15	1910	1590	1340	1190	1060	950	870	760	680	21,9
610	6	10	125	20,8	15	2880	2400	2030	1800	1600	1440	1310	1150	1030	26

Примечания. 1. Просечно-вытяжные листы изготовляют из горячекатаного листового проката из стали марок СтЗкл, СтЗпс и СтЗсп по ГОСТ 380-88* (а также из стали марки С235 по ГОСТ 27772-88*).

2. Значения предельной нагрузки указаны для сосредоточенной по центральной линии нагрузки при заземленных концах. При равномерно распределенной нагрузке указанные в таблице значения увеличиваются в 2,2 раза. При свободном опирании предельные нагрузки уменьшаются соответственно вдвое.

ЗМІСТ

Вступ	3
1. Загальні відомості про балочні клітки	3
2. Розрахунок несучого настилу	5
3. Розрахунок другорядних балок (балок настилу)	7
4. Розрахунок головної балки	9
4.1. Підбір поперечного перерізу складеної балки	9
4.2. Зміна поперечного перерізу складеної балки за довжиною..	12
4.3. Розрахунок поясних швів балки	15
4.4. Перевірка місцевої стійкості стінки складеної балки	16
4.5. Розрахунок опорного ребра балки	18
4.6. Розрахунок з'єднання другорядних балок (балок настилу) з головними балками	19
5. Колони	22
5.1. Призначення колон	22
5.2. Суцільні колони	23
5.3. Наскрізнi колони	27
5.4. Вузли колон	33
6. Приклад компонування і розрахунку елементів балочної клітини	43
6.1. Розрахунок другорядних балок (балок настилу)	45
6.2. Розрахунок складеної головної балки ГБ1	46
6.2.1. Підбір поперечного перерізу балки ГБ1	47
6.2.2. Зміна поперечного перерізу балки ГБ1	51
6.2.3. Перевірка загальної стійкості балки ГБ1	53
6.2.4. Розрахунок поясних швів балки ГБ1	54
6.2.5. Розрахунок опорного ребра балки ГБ1	55
6.2.6. Розрахунок з'єднання другорядних балок з головною балкою ГБ1	57
6.3. Підбір перерізу наскрізної колони	60
6.3.1. Розрахунок з'єднаних планок наскрізної колони	63
6.3.2. Розрахунок зварних швів з'єднаних планок	64
6.3.3. Розрахунок оголовку наскрізної колони	64
6.3.4. Розрахунок бази наскрізної колони	66
6.3.4.1. Розрахунок опорної плити	66
6.3.4.2. Розрахунок траверси	68
6.4. Розрахунок колони суцільного перерізу	69
6.4.1. Підбір перерізу колони	69
6.4.2. Розрахунок оголовку	72
6.4.3. Розрахунок бази колони	73
6.4.3.1. Розрахунок тревенси	75
Список джерел	76
Додатки	76

Навчальне видання

Методичні вказівки
для виконання курсового проекту

**РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ
ЕЛЕМЕНТІВ БАЛОЧНОЇ КЛІТИНИ**

з дисципліни

«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»

*(для студентів 4 курсу заочної форми навчання
напрямку підготовки 6.060101 «Будівництво»
та слухачів другої вищої освіти спеціальності
7.06010101 «Промислове та цивільне будівництво»)*

Укладачі **ЛУГЧЕНКО** Олена Іванівна,
ЖИЛЯКОВ Валерій Якович
РАПНА Костянтин Олексійович

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*
За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2012, поз. 1М

Підп. до друку 17.10.2012
Друк на ризографі.
Зам. №

Формат 60×84/16
Ум. друк. арк. 5,2
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет міського господарства
імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 4064 від 12.05.2011 р.